

“Esecuzione di indagini diagnostiche ed effettuazione delle verifiche tecniche finalizzate alla valutazione del rischio sismico degli edifici scolastici, previste dall’OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003, Asse 10, Azione 10.7.1, PO FESR Sicilia 2014-2020, dei seguenti lotti: Lotto 4 CIG: 785100671A; Edificio scolastico 2° I.C. “G. Melodia Plesso Don Bosco

Rapporto conclusivo



Committente: Comune di Noto (SR)

Il tecnico incaricato

Ing. Giuseppe Valerio Oliveri

SOMMARIO

1 Premessa	3
2 Il plesso scolastico Don Bosco oggetto della verifica	4
2.1 Descrizione generale	4
3 Conoscenza delle strutture.....	9
3.1 Pianificazione delle indagini.....	9
3.2 Programma delle indagini.....	11
3.3 Rilievo geometrico e strutturale	12
3.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza: la conoscenza della struttura e le indagini diagnostiche...	15
4 Caratterizzazione meccanica dei materiali	21
4.1 Stato di conservazione degli elementi strutturali esistenti	21
4.2 Prove sui calcestruzzi	25
4.2.1 Risultati prove di compressione calcestruzzi in opera dell'Edificio Don Giovanni Bosco	31
4.2.2 Risultati prove di compressione calcestruzzi in opera dei Corpi 2, 3, 4, 5 e 6.....	37
4.3 Prove sulle armature metalliche.....	43
4.3.1 Prove di trazione armature metalliche corpo 1	44
4.3.2 Prove di trazione armature metalliche corpi 2, 5, 6	47
4.3.3 Prove di microdurezza sulle armature metalliche	50
4.3.3.1 Descrizione della prova, strumentazione impiegata e risultati ottenuti	50
4.4 Rilievi pacometrici.....	55
4.5 Livello di conoscenza e metodi di calcolo	57
5 Indagini geofisiche a supporto della verifica sismica.....	58
5.1 Caratterizzazione sismica del sottosuolo.....	58
5.2 Considerazioni sulle strutture di fondazione	59
6 Verifica di vulnerabilità sismica	61
6.1 Introduzione	61
6.2 Definizione stati limite per azione sismica attesa	62
7 Modelli di calcolo e analisi strutturale del corpo 1	64
7.1 Introduzione	64
7.2 Dati generali modellazione corpo 1.....	67
7.3 Risultanze delle verifiche svolte per soli carichi gravitazionali corpo 1	68
7.4 Analisi dinamica lineare preventiva corpo 1	69
7.4 Risultati generali analisi statiche non lineari corpo 1	72
7.6 Risultati analisi statica non lineare per meccanismi fragili corpo 1.....	74
7.7 Risultati analisi statica non lineare per soli meccanismi duttili corpo 1	80
7.8 Fattori di comportamento e indicatori di rischio sismico corpo 1	83
8 Cenni sul funzionamento del software Acca Edilus	85
8.1 Introduzione	85
8.2 Sistemi di riferimento globale	85
8.3 Sistemi di riferimento locale per le travi.....	85
8.4 Sistemi di riferimento locale per i pilastri	86
8.5 Sistemi di riferimento locale per pareti.....	87
8.6 Verifiche di Resistenza.....	89
8.7 Verifica degli elementi in C.A.	89
8.8 Verifica di confinamento dei nodi.....	92

9 Modelli di calcolo e analisi strutturale dei corpi 2-3-4-5-6-6 bis.....	96
9.1 Introduzione	96
9.2 Normativa di riferimento	107
9.3 Materiali e resistenze di calcolo.....	108
9.4 Analisi dei carichi.....	116
9.5 Valutazione dell'azione sismica.....	120
9.6 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D. per analisi dinamica lineare.....	120
9.7 Analisi statica non lineare (PushOver).....	126
9.8 Azioni sulla struttura	130
9.9 Stato limite di Salvaguardia della Vita.....	131
9.10 Stato limite di Danno.....	133
9.11 Stato limite di Esercizio.....	134
9.12 Azione della neve.....	135
9.13 Risultanze delle verifiche svolte per soli carichi gravitazionali corpo 3	140
9.14 Risultati dell'analisi statica non lineare condotta sul corpo 3	140
9.15 Risultanze delle verifiche svolte per soli carichi gravitazionali corpo 4	146
9.16 Risultati dell'analisi statica non lineare condotta sul corpo 4	146
9.17 Risultanze delle verifiche svolte per soli carichi gravitazionali corpo 5	153
9.18 Risultati dell'analisi statica non lineare condotta sul corpo 5	153
9.19 Risultanze delle verifiche svolte per soli carichi gravitazionali corpo 6 bis	159
9.20 Risultati dell'analisi statica non lineare condotta sul corpo 6 bis.....	159
9.21 Risultanze delle verifiche svolte per soli carichi gravitazionali corpo 2	165
9.22 Analisi dinamica lineare con fattore q – corpo 2	166
9.23 Risultanze delle verifiche svolte per soli carichi gravitazionali corpo 6.....	170
9.24 Analisi dinamica lineare con fattore q – corpo 6.....	171
10 Sintesi dei risultati ottenuti e classificazione del rischio sismico.....	175
11 Conclusioni	179
12 Ipotesi d'intervento	181

ALLEGATI

1. Certificati prove di laboratorio;
2. Elaborati grafici (n. 17 tavole da S01 a S17);
3. Dossier fotografico;
4. Tabulati di calcolo verifica sismica;
5. Copia digitale del progetto esecutivo depositato presso il Genio Civile di Siracusa

1 Premessa

Il Comune di Noto, mi ha affidato l'incarico relativo all' **"Esecuzione di indagini diagnostiche ed effettuazione delle verifiche tecniche finalizzate alla valutazione del rischio sismico degli edifici scolastici, previste dall'OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003, Asse 10, Azione 10.7.1, PO FESR Sicilia 2014-2020, dei seguenti lotti: Lotto 4 CIG: 785100671A; Edificio scolastico 2° I.C. "G. Melodia Plesso Don Bosco.**

Il presente studio è stato redatto sulla base della seguente documentazione:

- Documentazione e atti forniti dall'ufficio tecnico del Comune di Noto;
- Elaborati esecutivi relativi al progetto di completamento del plesso Don Bosco rinvenuto presso gli archivi del Genio Civile di Siracusa;
- Dati acquisiti durante l'esecuzione delle indagini propedeutiche e dei rilievi;
- Studio geologico fornito dalla Stazione appaltante redatto dal Dott. Geologo Domenico Pontillo;
- Relazione sulle indagini svolte nel 2016 sui solai e sulle coperture dal laboratorio GEO.TEC. s.n.c. di Palermo.

Le risultanze dei rilievi e della campagna di indagini è illustrata negli elaborati grafici allegati che costituiscono parte integrante del presente rapporto conclusivo.

Oltre agli elaborati grafici in appendice è allegata la seguente documentazione:

- Certificati di laboratorio relativi alle prove eseguite sui campioni di cls e sui campioni di armatura metallica estratti nel corso delle indagini;
- Elaborati grafici relativi al Plesso scolastico Don Bosco;
- Dossier fotografico relativo al Plesso scolastico Don Bosco;
- Tabulati di calcolo verifica sismica relativi al Plesso scolastico Don Bosco;
- Copia digitale di parte degli elaborati esecutivi rinvenuti presso l'archivio del Genio Civile di Siracusa.

2 Il plesso scolastico Don Bosco oggetto della verifica

2.1 Descrizione generale

L'edificio scolastico del Plesso Don Bosco facente parte del II I.C. "G. Melodia", di proprietà comunale, è ubicato lungo la via Fornaciari a Noto (SR).

Il complesso scolastico è composto da 7 corpi di fabbrica denominati per facilitarne la descrizione come segue: **Corpo 1, Corpo 2, Corpo 3, Corpo 4, Corpo 5, Corpo 6 e Corpo 6 bis**. La tipologia strutturale è comune a tutti i corpi di fabbrica identificabile come struttura in cemento armato di tipo intelaiato (travi e pilastri) con solai in latero-cemento.



Fig. 1 Aerofotogrammetria con individuazione dell'edificio scolastico "Don Bosco"

L'ingresso principale dell'edificio scolastico è prospiciente la via Fornaciari mentre gli altri prospetti si affacciano su terreni confinanti e su fabbricati residenziali.

Il complesso scolastico si sviluppa parzialmente su 4 livelli: piano seminterrato, piano rialzato, primo piano e secondo piano. Al piano terra, ubicato a quota +0,70 m, è presente una grande hall di ingresso mediante la quale si accede ai vari corpi di fabbrica. La palestra è raggiungibile sia attraverso la hall d'ingresso che attraverso gli spogliatoi esterni. I vari corpi di fabbrica (Fig. 2) che costituiscono il complesso scolastico, sono tutti separati mediante giunti tecnici di dimensioni non inferiori a 10 cm.

Come si evince dagli elaborati planimetrici allegati al presente rapporto, al piano terra a quota +0,70 m sono ubicati una sala informatica, la bidelleria, la palestra con annessi spogliatoi, servizi igienici, gli uffici del personale didattico, aule didattiche e l'ufficio della presidenza.

Al piano seminterrato a quota -2,90 m si trovano diverse aule didattiche, servizi igienico-sanitari, una sala per attività ricreative, una sala mensa, diversi locali adibiti a deposito, la riserva idrica e vani che ospitano impianti di diversa natura. I piani superiori del corpo 1 ubicati a quota +4,30 e +7,90 ospitano invece unicamente aule didattiche, laboratori e servizi igienico-sanitari.

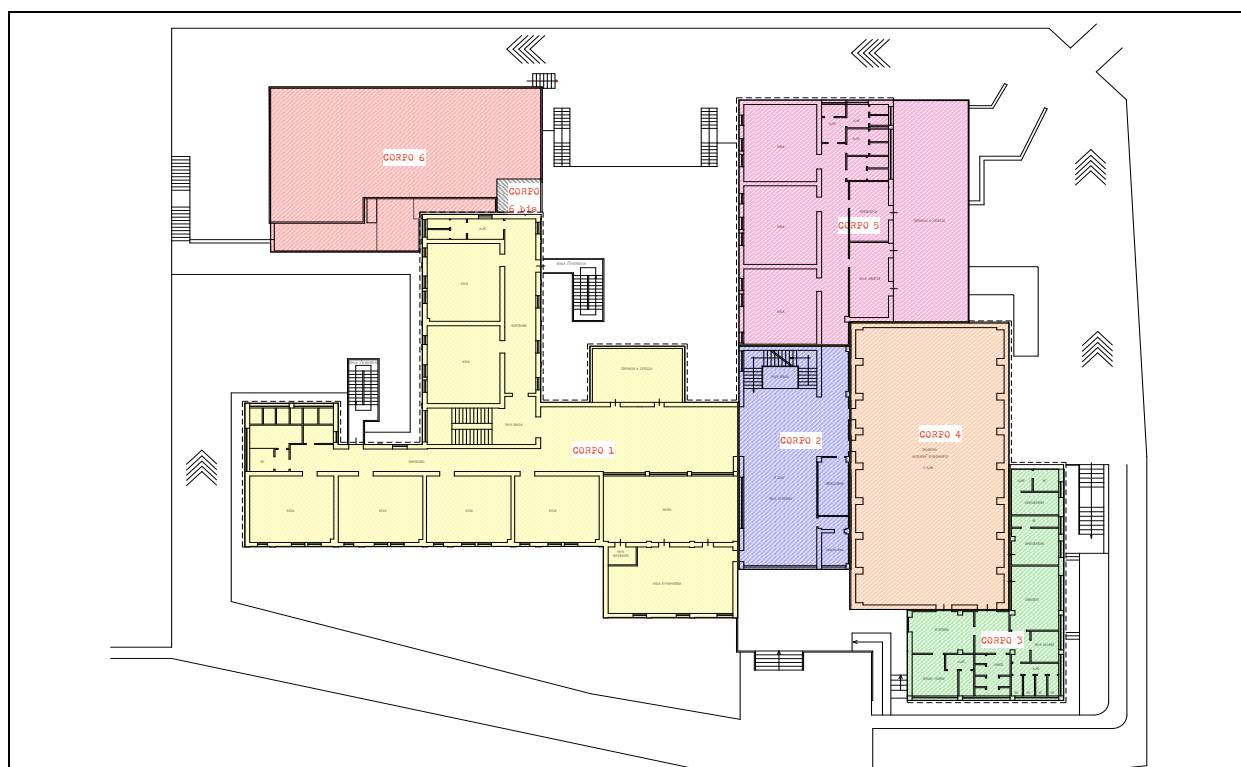


Fig. 2 Denominazione corpi di fabbrica

Il corpo palestra si sviluppa su 2 livelli: piano terra e seminterrato.

Nel corso dei rilievi è stata accertata la presenza di diversi vani in disuso ubicati al piano seminterrato alle quote -2,90 m e -6,50 m. Nello specifico, al piano seminterrato a quota -2,90 m, in corrispondenza dei corpi 2, 3 e 4 è presente un grande vano unico, non partizionato al rustico che, dalla conformazione, sembrerebbe progettato essere adibito a piscina coperta. La conferma di tale ipotesi è ottenuta grazie al rinvenimento di un progetto a firma dell'Ing. Giovanni Lavore (già progettista e direttore dei lavori dell'intero plesso) che prevedeva il completamento dei suddetti vani

mediante la realizzazione di una piscina coperta. I vani ispezionati erano inaccessibili in quanto l'unica porta di accesso era totalmente saldata (è stato necessario ricorrere all'intervento di un'impresa di fiducia del Comune di Noto per renderla accessibile).

In corrispondenza del corpo 5 (al di sotto del refettorio e della mensa) è stato invece individuato un ulteriore vano alla quota -6,50 m in disuso e al rustico così come il vano relativo alla piscina.

Infine, in corrispondenza del corpo 6, alla quota -6,50 m è ubicato un micronido ad oggi in esercizio ed accessibile da un ingresso indipendente rispetto a quello principale del Plesso scolastico Don Bosco.

2.2 Analisi storico-critica dell'edificio scolastico Don Bosco

Sulla scorta della documentazione rinvenuta presso gli archivi dell'Ufficio del Genio Civile di Siracusa e agli elaborati consultati presso gli archivi del Comune di Noto, è stato possibile ricostruire la storia del complesso scolastico oggetto di verifica.

Le prime versioni del progetto esecutivo, risalgono alla fine degli anni 70 e da quanto si apprende dagli atti consultati, esso fu finanziato ai sensi della legge n°641/1967 redatto dall'Arch. Fortuna al quale dopo il decesso subentrò l'Ing. Giovanni Lavore in qualità di Direttore dei Lavori. Il nuovo Direttore dei lavori elaborò una perizia di variante approvata successivamente dal Provveditorato OO.PP. in data 2/01/1979 al fine di completare un primo lotto funzionale dell'edificio scolastico.

Nel corso dei lavori a causa dei maggiori oneri revisionali fu redatta dall'Ing. Lavore una successiva perizia di variante, approvata dal Genio civile di Siracusa in data 18/10/1980 ai sensi dell'art. 3 della legge 17/8/1974 n°414. I lavori furono completati in data 11/04/1981. Risultando però l'edificio non agibile in questo suo primo lotto, per il relativo completamento fu predisposto un successivo intervento la cui ultimazione avveniva in data 09/07/1983.

Dai documenti reperiti si evince che l'edificio scolastico, che inizialmente prevedeva la realizzazione di 17 aule, una sala biblioteca, una sala lettura e un ufficio di direzione didattica fu successivamente ampliato essendo intervenuta la possibilità di un completamento mediante fondi di cui alla Legge Regionale 15/11/1982 n°130, con la realizzazione di 8 aule aggiuntive, dell'atrio e dell'ingresso principale, del refettorio, dei locali cucina, della palestra con annessi spogliatoi e servizi, dai locali visita medica, alloggio custode, sistemazione esterna e impianti riscaldamento e parafulmini (cfr. *Relazione Tecnica di accompagnamento – progetto esecutivo “Lavori di costruzione per il completamento della scuola elementare in via dei mille”*).

Nel 1986 grazie ad un contributo dell'Assessorato Regionale a favore del Comune di Noto, fu stanziata una somma per la realizzazione di una piscina coperta affidando l'incarico di progettazione e direzione dei lavori all'ing. Giovanni Lavore già progettista e direttore dei lavori dell'edificio scolastico Don Bosco che era a suo tempo in costruzione. La piscina coperta sarebbe così stata realizzata nell'area sottostante l'edificio scolastico in corrispondenza del corpo 4 e del corpo 3 (cfr. *Relazione tecnica Piscina coperta nelle strutture della scuola elementare di via dei mille*).

Da quanto si evince dagli atti consultati, è presumibile che per motivi non individuati il progetto relativo al completamento della piscina coperta non fu mai realizzato.

Si riporta in forma tabellare l'elenco della documentazione reperita.

DOCUMENTO	DATA	DESCRIZIONE
Progetto originario lotto 1	Non rilevata	Progetto originario del I lotto redatto dall'arch. Fortuna nell'ambito del programma I.S.E.S. legge n°641/1967
I Perizia di variante e suppletiva	Approvata il 02-01-1979	L.R. 15/11/82 N°130 - Lavori di costruzione del lotto I
II Perizia di variante e suppletiva	18-10-1980 (data approvazione G.C)	Legge n. 414/74 - Lavori di costruzione del lotto I
Completamento lavori I lotto	11/04/1981	Venivano completati i lavori e veniva consegnato l'edificio scolastico al 1° Circolo Distretto Scolastico di Noto.
Progetto completamento	13/12/1983	Lavori di costruzione per il completamento della Scuola Elementare in via dei Mille – esecutivi di cantiere e contabilità CORPO C , CORPO C BIS , CORPO D, CORPO N-I , CORPI I ED E; CARPENTERIA TRAVI D – N – I – Relazione sui materiali, Estratti tabulati
Progetto completamento	17-12-1987	Piscina coperta nelle strutture della scuola elementare di via dei mille- Relazione tecnica- planimetrie, computo metrico, impianto termico, dimensionamento strutturale, analisi dei prezzi, Impianti

DOCUMENTO	DATA	DESCRIZIONE
Autorizzazione Genio Civile Siracusa	12-02-1986	Autorizzazione rilasciata con n. 15418 del 12-02-1986 e successive integrazioni n.16505 del 26-01-1988 e n. 9180 del 04-08-1988
Certificato collaudo statico strutture in c.a.	31-10-1989	Certificato di collaudo lavori Completamento della scuola elementare di via dei Mille, a Noto – strutture collaudabili Collaudatore Carmelo Ambrogio

3 Conoscenza delle strutture

3.1 Pianificazione delle indagini

Il programma delle indagini è stato redatto sulla base delle caratteristiche costruttive dell'edificio in oggetto tenendo conto degli atti risalenti all'epoca di costruzione ove disponibili e dello stato di conservazione degli elementi strutturali esistenti.

In accordo alle condizioni riportate nel disciplinare d'incarico al fine di raggiungere un livello di conoscenza LC2, è stato previsto un *livello di indagini e prove esteso* per il corpo 1 (per il quale non è stato rinvenuto il progetto esecutivo originario) e un *livello di indagini e prove limitato* per i corpi 2-3-4-6-6bis (il corpo 6bis è una piccola struttura che fa da tunnel, ubicata tra il corpo 1 e il corpo 6 e separata da questi mediante giunto tecnico). Come accennato in premessa, in merito ai corpi 2-3-4-5-6-6bis stato rinvenuto gran parte del progetto esecutivo di cui l'autorizzazione rilasciata dal Genio Civile di Siracusa prot. n. 15418 del 12-02-86, il certificato di collaudo statico redatto dall'Ing. Carmelo Ambrogio in data 31-10-89 (dal quale si evince che sono stati svolti i vari adempimenti previsti dalle leggi 1086/71, 64/74 e s.m.i. in materia di accettazione dei materiali da costruzione). La Circolare del 7-01-2019 al par. C8.5.4 recita testualmente *"[...] ci si può riferire alla documentazione in atti, qualora per essa siano stati adempiuti gli obblighi della L. 1086/71 o 64/74 e s.m.i., ma solo dopo adeguata giustificazione eventualmente integrata da indagini in opera. Per la caratterizzazione meccanica dei materiali si possono adottare, motivatamente, i valori caratteristici assunti nel progetto originario o quelli ridotti risultanti dalla documentazione disponibile sui materiali in opera. In questo caso i fattori di confidenza si assumono unitari."*

Sulla base delle indicazioni sopra richiamate, limitatamente ai corpi 2-3-4-5-6-6 bis si è svolta comunque una campagna di indagini al fine di verificare la corrispondenza delle strutture realizzate in termini di resistenze meccaniche dei materiali, di caratteristiche geometriche e disposizione delle armature metalliche. Cautelativamente, tenuto conto delle dimensioni notevoli dell'agglomerato scolastico esaminato e delle incertezze comunque insite nella conoscenza del manufatto, ci si è attenuti al fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza LC2 così come peraltro previsto contrattualmente.

La procedura che si è adottata per l'indagine, analisi e verifica fa riferimento al punto 8.5 del d.m. 17 gennaio 2018, ed al corrispondente C.8.5. della Circolare 7 Gennaio 2019, recante le *"Definizione del modello di riferimento per le analisi"* relative alle costruzioni esistenti.

La procedura per la valutazione della sicurezza dell'edificio costituito dai 7 corpi giuntati in oggetto è stata articolata nelle seguenti fasi:

- Analisi storico-critica;
- Rilievo geometrico, architettonico e strutturale;
- Caratterizzazione meccanica dei materiali;
- Definizione del livello di conoscenza e del fattore di confidenza;
- Valutazione delle azioni;
- Individuazione dei metodi di analisi globale, locale e criteri di verifica.

3.2 Programma delle indagini

Il programma delle indagini è stato ottimizzato in corso d'opera sulla base di due elementi principali:

- Accessibilità degli elementi strutturali da indagare;
- Documentazione di progetto parziale rinvenuta presso l'Ufficio del Genio Civile di Siracusa;
- Stato di degrado degli elementi in cemento armato esistenti.

Le attività relative ai rilievi e alle indagini strutturali, sono state svolte nelle giornate del 12 e 13 dicembre 2019, 17 dicembre 2019, 30 dicembre 2019, 2 e 3 Gennaio 2020, 24 e 25 Gennaio 2020, 14 e 15 febbraio 2020 alla presenza dei tecnici del Laboratorio DISMAT s.r.l. con sede in Canicattì (AG) e dal personale ausiliario incaricato dall'affidatario.

Il programma di indagini prevedeva prelievi di campioni di calcestruzzo, prelievi di campioni di armatura metallica, prove di microdurezza sulle armature metalliche, indagini pacometriche sugli elementi strutturali, prove di carbonatazione sui campioni di calcestruzzo estratti e prove sclerometriche a integrazione delle indagini sui calcestruzzi.


3.3 Rilievo geometrico e strutturale

La tortuosa e prolungata ricerca documentale, nonostante il supporto fornito dalla stazione appaltante, ha consentito di ricostruire da un punto di vista funzionale il sistema composto dai vari corpi di fabbrica.

Per tutti i corpi eccezion fatta per il corpo 1, si è eseguito un rilievo architettonico e strutturale accertando quanto riscontrato nel progetto esecutivo rinvenuto presso gli archivi dell'Ufficio del Genio Civile di Siracusa. Dalle verifiche eseguite si è accertata, ove possibile e secondo il grado di approfondimento prefissato (LC2), la corrispondenza delle previsioni progettuali rispetto a quanto realizzato eccezion fatta per alcun modifiche non sostanziali presumibilmente apportate in corso d'opera.

Diversi approfondimenti ha comportato invece il corpo 1 per il quale si è proceduto ad un rilievo strutturale completo tenendo della scarna documentazione rinvenuta presso gli archivi del Comune di Noto.

Ci si è serviti dell'ispezione termografica che ha consentito di rilevare l'orditura dei vari campi di solaio e il posizionamento di travi e pilastri ove possibile. L'esame termografico è stato condotto con l'ausilio di una termocamera FLIR modello E6 avente le seguenti caratteristiche:

	<i>FLIR E6</i>	
<i>Risoluzione immagine termica</i>	<i>160 x 120 pixels</i>	
<i>Risoluzione MSX</i>	<i>320 x 240 pixels</i>	
<i>Sensibilità termica</i>	<i>0.06°C</i>	
<i>Risoluzione spaziale</i>	<i>5.2 mrad</i>	
<i>Modalità immagine</i>	<i>Immagine IR, immagine nel visibile, MSX, Picture in Picture, galleria miniature</i>	
<i>Allarme colore</i>	<i>Impostazione temperatura blu sotto/rosso sopra</i>	

Le dimensioni delle travi e dei pilastri in cemento armato sono state desunte :

- dagli elaborati grafici esecutivi, (disponibili soltanto per i corpi 2, 3, 4, 5, 6 e 6 bis);
- da rilievi geometrici e saggi esplorativi eseguiti a campione ed in corrispondenza dei punti di carotaggio.

Gli schemi relativi alle carpenterie ai vari livelli e per i vari corpi di fabbrica esaminati sono illustrati negli elaborati grafici allegati al presente rapporto.

La tipologia prevalente strutturale è intelaiata con solai in latero-cemento gettati in opera (interasse travetti $i=33$ cm) di 3 spessori differenti: 20 cm (16+4), 21 cm (16+5) e 25 cm (20+5).

Il **corpo 1** ha una distribuzione planimetrica irregolare ed è composto da 3 elevazioni fuori terra , 1 piano seminterrato e ha un'estensione planimetrica media di 767 mq e la copertura è del tipo piano (a terrazza).

Il **corpo 2** è composto da 1 elevazione fuori terra e da un piano seminterrato. Alla quota +0,70 abbiamo un'altezza interna pari 3,30 ml ed un'estensione planimetrica di 181 mq. A quota -2,90 è presente la scala di collegamento con il piano superiore (+0,70 m), un'area di collegamento con il corpo 5 e il corpo 1 e una ulteriore zona accessibile dall'esterno (vani piscina) in disuso al rustico. Anche nel caso del corpo 2 la copertura è del tipo piano (terrazza).

Il **corpo 3** è composto da 1 elevazione fuori terra e da un piano seminterrato e ha una superficie coperta di 160 mq. Il corpo di fabbrica è adiacente al corpo 4 (palestra) ed è composto al piano terra a quota +0,70 m da spogliatoi, servizi igienici, docce e stanza pronto soccorso. Al piano seminterrato a quota -2,90 è presente invece un piano in disuso al rustico. Anche nel caso del corpo 3 la copertura è del tipo piano (terrazza).

Il **corpo 4** ospita la palestra ed ha un'altezza altezza pari a 8,90 m ed una distribuzione planimetrica rettangolare. Esso è composto da 1 elevazione fuori terra e da un piano seminterrato, e ha una superficie coperta di 335 mq. Alla quota -4,30 m è presente un vano al rustico in disuso inizialmente presumibilmente destinato a piscina coperta.

Il **corpo 5** è composto da 2 elevazioni fuori terra e da un piano seminterrato e ha una superficie coperta di 392 mq. Il corpo 5 ospita a quota +0,70 aule e uffici del personale docente con annessi servizi sanitari nonché un'ampia una terrazza prospiciente sulla via Alessio di Giovanni. A quota -2,90 è presente un'area dedicata alle attività ricreative, un refettorio, magazzini e servizi igienici. A quota -6,50 m è stata accertata la presenza di un locale in disuso al rustico accessibile dall'esterno mediante un ingresso indipendente.

Il **corpo 6** è composto da 2 elevazioni fuori terra e ha una superficie coperta di 293 mq. A quota - 2,90 m è presente un piano adibito ad aule didattiche e servizi igienici (direttamente accessibile dal corpo 1). A quota -6,50 m sono presenti i locali di un micronido.

Il **corpo 6 bis** è composto da 1 elevazione fuori terra, funge da tunnel di collegamento tra il corpo 1 e il corpo 6.

Sulla scorta della documentazione consultata al Genio Civile di Siracusa e degli altri atti rinvenuti presso gli archivi del Comune di Noto si evince che la fondazione dell'intero complesso scolastico è di tipo diretto (travi rovesce).

3.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza: la conoscenza della struttura e le indagini diagnostiche

La valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sugli edifici esistenti sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso, non necessariamente maggiore, da quello di edifici di nuova progettazione.

L'esistenza di fatto della struttura comporta la possibilità di determinare le effettive caratteristiche meccaniche dei materiali e delle diverse parti strutturali, che possono avere anche notevole variabilità, nell'ambito della stessa struttura, e non possono essere imposte come dati progettuali da conseguire in fase costruttiva, come avviene per una costruzione nuova. D'altro canto, una corretta e accurata valutazione riduce le incertezze che, in una costruzione nuova, sono insite nel passaggio del dato di progetto alla realizzazione.

Nelle costruzioni esistenti è cruciale la conoscenza della struttura (geometria e dettagli costruttivi) e dei materiali (calcestruzzo, acciaio, mattoni, malta). E' per tale ragione che viene introdotta un'altra categoria di fattori: i "fattori di confidenza", strettamente legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive, e che riducono, preliminarmente, i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare, nel progetto o nella verifica, e da ulteriormente ridurre, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza.

Nel caso in esame, trattandosi di edifici realizzati sostanzialmente nella stessa epoca, le tecniche costruttive, la normativa di riferimento e la tipologia di armatura adottata non variano tra un corpo di fabbrica ed un altro. Fa eccezione anche in questa fattispecie il corpo 1: esso ha una conformazione geometrica in termini di distribuzione di masse e rigidezze **certamente non antisismica**.

L'esame e la conoscenza dei dettagli costruttivi si esplicano, sul piano pratico, attraverso le due verifiche conoscitive, denominate come "*Verifiche in situ limitate*" e "*Verifiche in-situ estese ed esaustive*".

L'accertamento delle proprietà dei materiali si realizza attraverso le tre indagini conoscitive successivamente riportate:

- **Indagini limitate:** consentono di valutare, mediante saggi a campione, la corrispondenza tra le caratteristiche dei collegamenti riportate negli elaborati progettuali originali o ottenute

attraverso il progetto simulato, e quelle effettivamente presenti;

- **Indagini estese:** si effettuano quando non sono disponibili gli elaborati progettuali originali, o come alternativa al progetto simulato seguito da indagini limitate, oppure quando gli elaborati progettuali originali risultano incompleti;
- **Indagini esaustive:** si effettuano quando si desidera un livello di conoscenza accurata e non sono disponibili gli elaborati progettuali originali.

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito, si possono definire i valori medi dei parametri meccanici ed i fattori di confidenza secondo quanto segue:

- **LC1:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e **indagini limitate** sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, **prove limitate** sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,35** (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è **LC2** solo a causa di una non estesa conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione);
- **LC2:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e **indagini estese** sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, **prove estese** sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,2** (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è **LC3** solo a causa di una non esaustiva conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione);
- **LC3:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, come descritta al § C8.5.1, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e **indagini esaustive** sui dettagli costruttivi, come descritto al § C8.5.2, **prove esaustive** sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, come indicato al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1** (da applicarsi limitatamente ai valori di quei parametri per i quali sono state eseguite le prove e le indagini su citate, mentre per gli altri

parametri meccanici il valore di **FC** è definito coerentemente con le corrispondenti prove limitate o estese eseguite).

La relazione tra livelli di conoscenza e fattori di confidenza è sintetizzata nella Tabella C8.5.IV, Circolare n. 7 del 11 febbraio 2019.

4.2 Livelli di conoscenza struttura in cemento armato

Come illustrato nei paragrafi precedenti per le strutture in cemento armato le norme tecniche (par. C8.5.4.2) definiscono i rispettivi livelli di conoscenza.

In particolare sono previsti in particolare 3 livelli di conoscenza:

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;
- LC3: Conoscenza Accurata.

Gli aspetti principali che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura;
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Nella tabella normativa riportata di seguito (Tabella C8.5.IV), vengono illustrate le relazioni tra livelli di conoscenza, metodi di analisi e fattori di confidenza.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

La quantità e il tipo di informazioni richieste per conseguire uno dei tre livelli di conoscenza previsti, sono, a titolo esclusivamente orientativo, ulteriormente precisati nel seguito.

LC1: si intende raggiunto quando sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato (con riferimento al § C8.5.1), la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo, poiché non si dispone dei disegni costruttivi i dettagli costruttivi siano stati ricavati sulla base di un progetto simulato (con riferimento al § C8.5.2) e con **indagini limitate** in-situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti (i dati raccolti devono essere tali da consentire verifiche locali di resistenza), poiché non si dispone di informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali (provenienti dai disegni costruttivi o dai certificati di prova) si siano adottati i valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca, convalidati da **prove limitate** in-situ sugli elementi più importanti (con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,35**. La valutazione della sicurezza è, in genere, eseguita mediante analisi lineare, statica o dinamica; le informazioni raccolte devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo.

LC2: si intende raggiunto quando sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato (con riferimento al § C8.5.1), la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo, i dettagli costruttivi siano noti, o parzialmente dai disegni costruttivi originali integrati da **indagini limitate** in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, o (con riferimento al § C8.5.2) a seguito di una **indagine estesa** in situ (i dati raccolti devono essere tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare), le caratteristiche meccaniche dei materiali siano note in base ai disegni costruttivi, integrati da **prove limitate** in situ (se i valori ottenuti dalle prove in situ sono minori dei corrispondenti valori indicati nei disegni di progetto, si eseguono **prove estese** in situ), o con **prove estese** in situ (con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,2**. La valutazione della sicurezza è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici; le informazioni raccolte sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelle riguardanti i dettagli strutturali, devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo.

LC3: si intende raggiunto quando sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato (con riferimento al § C8.5.1), la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo, i dettagli costruttivi siano noti, o dai disegni costruttivi originali integrati da **indagini limitate** in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, o (con riferimento al § C8.5.2) a seguito di una **indagine esaustiva** in situ (i dati raccolti devono essere tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare), le caratteristiche meccaniche dei materiali siano note in base ai disegni costruttivi e ai certificati originali di prova, integrati da **prove limitate** in situ (se i valori ottenuti dalle prove in situ sono minori dei corrispondenti valori indicati nei certificati originali di prova, si eseguono **prove esaustive** in situ), o con **prove esaustive** in situ (con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1**. La valutazione della sicurezza è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici; le informazioni raccolte sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelle riguardanti i dettagli strutturali, devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo.

Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.		
Livello di Indagini e Prove	Rilievo (dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)(d)}
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
limitato	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
esteso	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
esaustivo	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Tra le note esplicative riportate in calce alla tabella C8.5.V si legge specificatamente quanto segue:

Le percentuali di elementi da indagare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nelle Tabelle C8.5.V e C8.5.VI hanno valore indicativo e vanno adattati ai singoli casi, tenendo conto dei seguenti aspetti:

(a) Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per geometria e ruolo uguali nello schema strutturale.

(b) Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per acquisire il livello

di conoscenza desiderato è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) o dei profili (nelle strutture in acciaio) di più diffuso impiego negli elementi principali, con esclusione delle staffe.

(c) Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con almeno il triplo di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

(d) Il numero di provini riportato nelle tabelle C8.5.V e C8.5.VI può esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera, tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l'indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.

4 Caratterizzazione meccanica dei materiali

4.1 Stato di conservazione degli elementi strutturali esistenti

L'ispezione visiva di dettaglio eseguita sui corpi di fabbrica oggetto della verifica sismica ha consentito di accertare lo stato di conservazione degli elementi strutturali principali e secondari.

Sia pilastri che travi indistintamente per tutti i corpi di fabbrica esaminati tenuto conto dell'età, delle tecniche costruttive del tempo, delle prestazioni dei materiali da costruzione del tempo si presentano in buono stato di conservazione. Tuttavia nel corso dei rilievi strutturali di dettaglio è stata accertata la presenza di alcune criticità che di seguito si richiamano (Figg. da 3 a 14):

- gran parte delle pensiline marcapiano (sia in copertura che ai piani intermedi ove presenti) presentano evidenti segnali di degrado della parte corticale in calcestruzzo (fenomeni di espulsione del copriferro per effetto dell'ossidazione dell'armatura metallica) ;
- al piano seminterrato del corpo 1, a quota -2,90 m, è presente una riserva idrica di notevoli dimensioni. In corrispondenza di tale vano parzialmente interrato, si è riscontrato un diffuso problema di sfondellamento dei solai in latero-cemento ed avanzato stato di ossidazione delle armature metalliche (sia nei travetti gettati in opera che in corrispondenza dei pilastri di piano). L'ambiente di presenta poco ventilato e pertanto il tasso di umidità è elevato e certamente deleterio per gli elementi strutturali peraltro privi di finiture. Dal rapporto di prova redatto dal Laboratorio GEOTEC snc si evince che questi solai (copertura della riserva idrica) non sono stati oggetto nè di prova di carico statica né di verifiche nei confronti della vulnerabilità degli stessi allo sfondellamento, pertanto sarebbe auspicabile che la stazione appaltante si adoperi al fine di svolgere questi ulteriori approfondimenti;
- diversi elementi strutturali al rustico (privi di intonaci) sono caratterizzati da copriferri di spessore quasi nullo (cfr. foto 12 e 14), presentano fenomeni di espulsione del copriferro e avanzato stato di ossidazione delle armature (cfr. foto 6).



Figg. 3-4 Pensilina copertura corpo 5



Figg. 5-6 Dettaglio pilastri prospetto principale



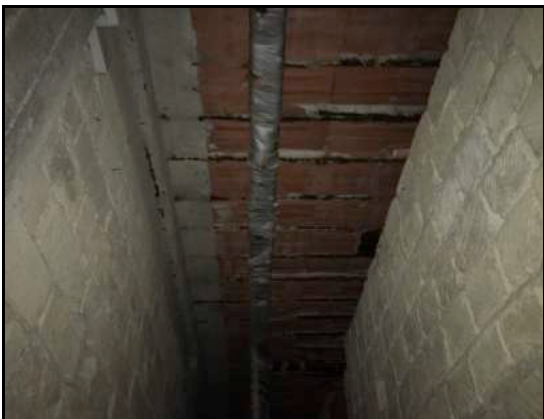
Figg. 7-8 Particolare corpi 3 e 4 e particolare pensilina di copertura corpo 3



Figg. 9-10 Particolari elementi strutturali prospetto esterno



Figg. 11-12 Particolari vano rustico a quota -6,50 corpo 5



Figg. 13-14 Particolari vano rustico riserva idrica a quota -2,90 corpo 1

Dunque, tenuto conto che:

- le fasi di carotaggio per il prelievo dei campioni cilindrici di calcestruzzo comportano inevitabilmente la produzione di fenomeni vibrazionali rilevanti e fortemente propagatori sull'intera struttura indagata;
- il prelievo delle barre di acciaio dagli elementi strutturali in cemento armato prevede l'utilizzo di martello demolitore e conseguentemente la produzione di fenomeni vibrazionale non trascurabili;
- le strutture presentano elementi vulnerabili e fenomeni di distacco del copriferro diffusi pensiline, pilastri e solai;

si è ottimizzato il piano di indagini evitando di arrecare ulteriori alterazioni alle strutture esistenti.

4.2 Prove sui calcestruzzi

Secondo le specifiche fornite dal laboratorio DISMAT s.r.l. responsabile delle indagini strutturali eseguite, si riportano di seguito le informazioni relative alle attrezzature utilizzate e alle procedure di riferimento.

I prelievi dei campioni sono stati eseguiti mediante carotaggio ad umido secondo i dettami della norma UNI EN 12504-1:2009. L'attrezzatura utilizzata è una carotatrice HILTI DD130. Essa si compone principalmente di tre parti:

- Il motore elettrico monofase con regolazione della velocità di rotazione che varia da 500 a 2000 giri al minuto in funzione del diametro del carotiere utilizzato per garantire una velocità periferica di taglio costante.
- La slitta, che fa da guida e sostegno per lo scorrimento del motore, viene saldamente ancorata alla parete in calcestruzzo. L'ancoraggio avviene tramite barra filettata che può essere fissata ad un tassello ad espansione inserito nell'elemento, oppure può essere inghisata direttamente con resina bicomponente.
- Il carotiere con corona diamantata che ha la possibilità di essere prolungato grazie alle varie prolunghe di diversa lunghezza, in funzione della lunghezza del provino che si vuole prelevare.

Tutta l'operazione viene condotta a leggero bagno d'acqua per il raffreddamento della corona, che si surriscalda durante il taglio, e per l'asportazione del materiale residuo di taglio.

Prima di effettuare il carotaggio viene eseguita un'indagine pacometrica con pacometro Elcometer P331. Si è proceduto, infine, al ripristino strutturale con malte premiscelate compatibili con la tipologia del materiale base su cui viene fatto il prelievo.

Occorre precisare che il valore a resistenza a compressione è influenzato dal rapporto tra il diametro della carota (d) e la dimensione massima dell'aggregato (D) utilizzato nel confezionamento del conglomerato cementizio. Seguendo le indicazioni della norma sui prelievi del cls indurito, la carota da estrarre deve avere un diametro pari ad almeno 3,5 volte la dimensione massima dell'aggregato.

Le carote estratte, marcate in modo chiaro ed indelebile, dopo un accurato esame visivo sono opportunamente conservate e portate in laboratorio. Le carote, vengono poi tagliate e rettificare definendone la lunghezza e rispettando il rapporto tra il suo diametro e la lunghezza del provino. I

possibili valori di tale rapporto sono due, nel caso in cui la resistenza del provino è da paragonare a quella cilindrica di progetto è preferibile avere un rapporto tra le due dimensioni pari a due, nel caso in cui invece si vuole confrontare la resistenza in sito con la resistenza cubica di progetto tale rapporto deve essere pari ad 1.

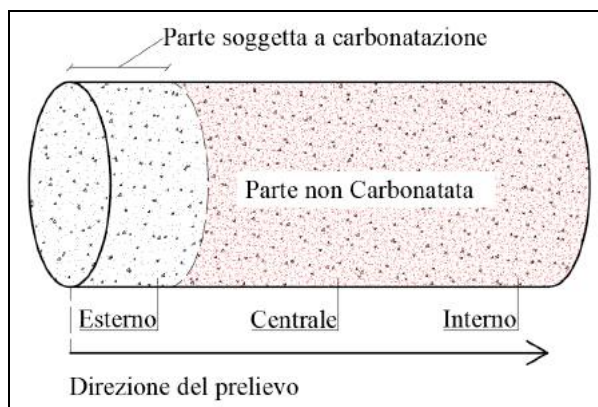


Motore DD130



Slitta DD130

Nel corso dei prelievi sono state eseguite diverse prove di carbonatazione sui provini estratti. La prova viene eseguita in situ nebulizzando sulla superficie esterna della carote, dopo averle liberate dalla polvere, una soluzione di fenoftaleina e alcool etilico. Questa, ha la proprietà di virare al rosso al contatto con materiali il cui pH abbia valori maggiori di circa 9.2 e di rimanere incolore per valori di pH minori. In questo modo è possibile esaminare lo stato del fronte di carbonatazione. In condizioni normali, tale fronte, non dovrebbe superare lo spessore del copriferro a partire dalla superficie esterna della carota.



Schema profondità di carbonatazione

Sono stati estratti un totale di **n. 48 campioni** cilindrici di calcestruzzo indurito. L'ubicazione dei siti di prelievo è illustrata negli elaborati grafici allegati al presente rapporto.

Sui campioni di calcestruzzo estratti sono state eseguite prove a compressione presso il Laboratorio DISMAT s.r.l. di Canicattì. I certificati di prova (Certificati n. 127729 del 28-02-2020, n. 127730 del 28-02-2020, n. 127731 del 28-02-2020, n. 127732 del 28-02-2020, n.127733 del 28-02-2020, n.127734 del 28-02-2020) sono allegati in appendice al presente rapporto e ne costituiscono parte integrante.

Ad integrazione delle informazioni raccolte mediante le prove distruttive eseguite sul calcestruzzo in opera, nel corso delle estrazioni, sono state seguite **n. 26 determinazioni in situ della profondità di carbonatazione** in conformità alle norme UNI EN 9944 mediante l'utilizzo di fenolftaleina (Figg. 15-19).

Si riportano di seguito alcune immagini relative ai campioni sottoposti a prova di carbonatazione e la tabella complessiva con i valori di profondità di carbonatazione rilevati (tab. I) .



Figg. 15-16 Campioni C1 e C2 sottoposti a prova di carbonatazione



Figg. 17-18 Campioni C3 e C4 sottoposti a prova di carbonatazione



Figg. 19-20 Campioni C5 e C6 sottoposti a prova di carbonatazione

PROFONDITA' DI CARBONATAZIONE (mm)												
C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13
20	60	20	40	140	50	50	100	35	100	10	90	30
PROFONDITA' DI CARBONATAZIONE (mm)												
C14	C15	C16	C17	C18	C19	C20	C21	C22	C23	C24	C25	C26
-	-	20	15	20	-	-	-	-	20	20	40	10

Tab.I Profondità di carbonatazione rilevata sui 26 campioni prelevati

Sulla scorta delle indicazioni riportate nella Tabella C8.5.V della Circolare n. 7/2019 che recita testualmente "ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con almeno il triplo di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.", e sulla base delle considerazioni esposte nel paragrafo precedente, si è integrata la campagna di prelievi con diverse prove non distruttive eseguite per mezzo di sclerometro.

I risultati delle prove sclerometriche, nei limiti del grado di precisione ottenibile dalla tipologia di indagine, sono sostanzialmente confrontabili con la resistenza in opera determinata mediante le prove distruttive.

La prova sclerometrica è finalizzata alla determinazione della resistenza del calcestruzzo tramite misura della durezza superficiale in particolare mediante valutazione del rimbalzo di una sfera metallica contenuta in apposito cilindro cavo. Come indicato dalle norme UNI EN 12504-2/2001 di riferimento, l'indice di rimbalzo deve essere valutato come la media su un numero determinato di battute eseguite su una stessa area di misura opportunamente preparata con una pietra abrasiva in modo tale che non abbia asperità.

Le prove sono state eseguite nel corpo 1 con uno sclerometro TECNIX per calcestruzzo (Figg. 21-22).



Figg. 21-22 preparazione della superficie e Prova sclerometrica SC₁



Figg. 23-24 Prova sclerometrica SC₂ e SC₃



Figg. 25-26 Prova sclerometrica SC₄ e SC₅



Figg. 27-28 Prova sclerometrica SC_6 e SC_7

4.2.1 Risultati prove di compressione calcestruzzi in opera dell'Edificio Don Giovanni Bosco

Si riportano di seguito i risultati ottenuti relativamente alle prove eseguite sui conglomerati cementizi in opera per i vari corpi che costituiscono il complesso scolastico.

Relativamente al **corpo 1** si riportano i seguenti risultati:

Provino	Ubicazione	Diametro provino [mm]	Lunghezza provino [mm]	Rapporto h/d	R _c [Mpa]	Fd	R _{c,js} [Mpa]
C1	Corpo 1 – Trave piano a quota +790	94,0	94,0	1	24,00	1,08	26,02
C2	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +790	94,0	93,8	1	21,40	1,09	23,42
C3	Corpo 1 – Trave piano a quota +430	94,0	94,2	1	24,70	1,08	26,71
C4	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +430	94,0	93,8	1	20,10	1,10	22,10
C5	Corpo 1 – Trave piano a quota +70	94,0	93,7	1	21,80	1,09	23,82
C6	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +70	94,0	93,9	1	20,50	1,10	22,51
C7	Corpo 1 – Pilastro piano a quota -290	94,0	94,0	1	22,60	1,09	24,62
C8	Corpo 1 – Trave piano a quota -290	94,0	93,9	1	26,60	1,07	28,56
C9	Corpo 1 – Pilastro piano a quota -290	94,0	93,7	1	20,70	1,10	22,71
C10	Corpo 1 – Trave piano a quota -290	94,0	93,8	1	27,00	1,07	28,94
C11	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +70	94,0	93,8	1	22,20	1,09	24,22
C12	Corpo 1 – Trave piano a quota +70	94,0	93,9	1	28,60	1,07	30,48
C27	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +790	94,0	93,7	1	19,50	1,10	21,49
C28	Corpo 1 – Trave piano a quota +790	94,0	93,8	1	25,80	1,08	27,78
C29	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +790	94,0	93,7	1	28,70	1,07	30,57
C30	Corpo 1 – Pilastro piano a quota -290	94,0	93,7	1	20,70	1,10	22,71
C31	Corpo 1 – Trave piano a quota +70	94,0	93,8	1	19,80	1,10	21,80
C32	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +70	94,0	93,7	1	20,10	1,10	22,10
C33	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +70	94,0	94,0	1	20,90	1,10	22,91
C34	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +70	94,0	93,7	1	21,50	1,09	23,52
C35	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +70	94,0	94,0	1	21,70	1,09	23,72
C36	Corpo 1 – Pilastro piano a quota -290	94,0	93,7	1	20,70	1,10	22,71



Figg. 29-30 Campioni C_1 e C_2



Figg. 31-32 Campioni C_3 e C_4



Figg. 33-34 Campioni C_5 e C_6



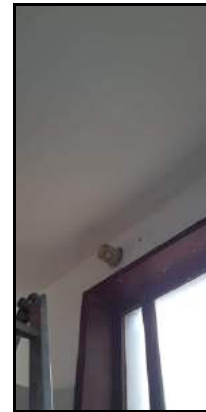
Figg. 35-36 Campioni C_7 e C_8



Figg. 37-38 Campioni C_9 e C_{10}



Figg. 39-40 Campioni C_{11} e C_{12}



Figg. 41-42 Campioni C_{27} e C_{28}



Figg. 43-44 Campioni C_{29} e C_{30}



Figg. 45-46 Campioni C_{31} e C_{32}



Figg. 47-48 Campioni C_{33} e C_{34}



Figg. 49-50 Campioni C_{35} e C_{36}

Dalle prove eseguite con la fenolfetalina sui campioni cilindrici estratti, si è rilevata la presenza di un differenziato strato di calcestruzzo carbonatato.

Nella tabella sottostante si riporta il calcolo della resistenza a compressione cubica caratteristica e media determinate a partire dai risultati di laboratorio ottenuti secondo le indicazioni contenute nelle "LINEE GUIDA PER LA VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO IN OPERA" versione Settembre 2017, documento licenziato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Risultati prove di schiacciamento provini cilindrici (Linee Guida Settembre 2017) - numero carotaggi tra maggiore o eguale a 15							
Provino	Ubicazione	Diametro provino [mm]	Lunghezza provino [mm]	Rapporto h/d	R _c [Mpa]	Fd	R _{ck} [Mpa]
C1	Corpo 1 – Trave piano a quota +790	94,0	94,0	1	24,00	1,08	26,02
C2	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +790	94,0	93,8	1	21,40	1,09	23,42
C3	Corpo 1 – Trave piano a quota +430	94,0	94,2	1	24,70	1,08	26,71
C4	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +430	94,0	93,8	1	20,10	1,10	22,10
C5	Corpo 1 – Trave piano a quota +70	94,0	93,7	1	21,80	1,09	23,82
C6	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +70	94,0	93,9	1	20,50	1,10	22,51
C7	Corpo 1 – Pilastro piano a quota -290	94,0	94,0	1	22,60	1,09	24,62
C8	Corpo 1 – Trave piano a quota -290	94,0	93,9	1	26,60	1,07	28,56
C9	Corpo 1 – Pilastro piano a quota -290	94,0	93,7	1	20,70	1,10	22,71
C10	Corpo 1 – Trave piano a quota -290	94,0	93,8	1	27,00	1,07	28,94
C11	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +70	94,0	93,8	1	22,20	1,09	24,22
C12	Corpo 1 – Trave piano a quota +70	94,0	93,9	1	28,60	1,07	30,48
C27	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +790	94,0	93,7	1	19,50	1,10	21,49
C28	Corpo 1 – Trave piano a quota +790	94,0	93,8	1	25,80	1,08	27,78
C29	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +790	94,0	93,7	1	28,70	1,07	30,57
C30	Corpo 1 – Pilastro piano a quota -290	94,0	93,7	1	20,70	1,10	22,71
C31	Corpo 1 – Trave piano a quota +70	94,0	93,8	1	19,80	1,10	21,80
C32	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +70	94,0	93,7	1	20,10	1,10	22,10
C33	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +70	94,0	94,0	1	20,90	1,10	22,91
C34	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +70	94,0	93,7	1	21,50	1,09	23,52
C35	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +70	94,0	94,0	1	21,70	1,09	23,72
C36	Corpo 1 – Pilastro piano a quota -290	94,0	93,7	1	20,70	1,10	22,71
							24,70
							21,49
							2,80
							$f_{min, is}$
							$f_{is, lowest}$
							s

la resistenza cilindrica (cubica) caratteristica in sito $f_{ck, is}$ ($R_{ck, is}$) è il valore inferiore tra:

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - 1.48 * s$$

$$f_{ck, is} = f_{is, lowest} + 4$$

dove:

n = numero di campioni prelevati

$f_{m(n), is}$ = valore medio della resistenza a compressione degli n campioni (rammentando che per ciascun campione (i), la resistenza $f_{(i)}$ deve essere moltiplicata per il relativo Fattore di disturbo $F_{d(i)}$)

$f_{is, lowest}$ = valore minore fra le resistenze degli n campioni

s = scarto quadratico medio

$$f_{ck, is} = 20,55 \text{ Mpa}$$

$$f_{ck, is} = 25,49 \text{ Mpa}$$

$$R_{ck, is} = 20,55 \text{ Mpa}$$

$$R_m = 22,71 \text{ Mpa}$$

Il numero di campioni prelevati ha consentito l'utilizzo del metodo statistico. Come si evince dai risultati del calcolo si ottiene il valore di resistenza a compressione caratteristica pari a **20,55 N/mm²** e il valore di resistenza a compressione medio pari a **22,71 N/mm²**.

4.2.2 Risultati prove di compressione calcestruzzi in opera dei Corpo 2, 3, 4, 5 e 6

Si riportano di seguito i risultati ottenuti relativamente alle prove eseguite sui conglomerati cementizi in opera per il Corpo 2, 3, 4, 5 e 6:

Provino	Ubicazione	Diametro provino [mm]	Lunghezza provino [mm]	Rapporto h/d	R _c [Mpa]	Fd	R _{c,ls} [Mpa]
C13	Corpo 2 – Trave piano a quota +70	94,0	93,7	1	24,00	1,08	26,02
C14	Corpo 2 – Pilastro piano a quota +70	94,0	94,2	1	24,40	1,08	26,41
C43	Corpo 2 – Pilastro piano a quota -290	94,0	93,8	1	23,00	1,09	25,02
C44	Corpo 2 – Trave piano a quota -290	94,0	94,0	1	32,60	1,05	34,22
C19	Corpo 3 – Pilastro piano a quota +70	94,0	93,8	1	27,20	1,07	29,14
C20	Corpo 3 – Trave piano a quota +70	94,0	94,2	1	30,10	1,06	31,89
C37	Corpo 3 – Pilastro piano a quota -290	94,0	93,9	1	27,20	1,07	29,14
C38	Corpo 3 – Trave piano a quota -290	94,0	94,1	1	35,10	1,04	36,49
C17	Corpo 4 – Pilastro piano a quota +70	94,0	94,4	1	25,60	1,08	27,59
C18	Corpo 4 – Pilastro piano a quota +70	94,0	94,2	1	27,40	1,07	29,33
C39	Corpo 4 – Pilastro piano a quota -290	94,0	94,0	1	35,80	1,04	37,12
C40	Corpo 4 – Trave piano a quota -290	94,0	93,8	1	21,10	1,10	23,12
C41	Corpo 4 – Trave piano a quota -290	94,0	93,9	1	19,90	1,10	21,90
C42	Corpo 4 – Pilastro piano a quota -290	94,0	94,2	1	34,60	1,04	36,04
C47	Corpo 4 – Pilastro piano a quota +70	94,0	94,0	1	22,90	1,09	24,92
C48	Corpo 4 – Pilastro piano a quota +70	94,0	93,9	1	22,40	1,09	24,42
C15	Corpo 5 – Trave piano a quota +70	94,0	93,7	1	24,10	1,08	26,11
C16	Corpo 5 – Pilastro piano a quota +70	94,0	94,3	1	23,40	1,09	25,42
C21	Corpo 5 – Pilastro piano a quota -290	94,0	94,1	1	25,40	1,08	27,39
C22	Corpo 5 – Trave piano a quota -290	94,0	94,5	1	21,70	1,09	23,72
C25	Corpo 5 – Pilastro piano a quota -290	94,0	93,8	1	24,60	1,08	26,61
C26	Corpo 5 – Trave piano a quota -290	94,0	94,1	1	29,20	1,06	31,05
C45	Corpo 5 – Pilastro piano a quota -650	94,0	93,9	1	31,70	1,05	33,39
C46	Corpo 5 – Trave piano a quota -650	94,0	94,2	1	26,00	1,08	27,98
C23	Corpo 6 – Pilastro piano a quota -290	94,0	94,1	1	26,10	1,08	28,07
C24	Corpo 6 – Trave piano a quota -290	94,0	94,3	1	23,80	1,08	25,82



Figg. 51-52 Campioni C_{13} e C_{14}



Figg. 53-54 Campioni C_{19} e C_{20}



Figg. 55-56 Campioni C_{37} e C_{38}



Figg. 57-58 Campioni C_{17} e C_{18}



Figg. 59-60 Campioni C_{39} e C_{40}



Figg. 61-62 Campioni C_{41} e C_{42}



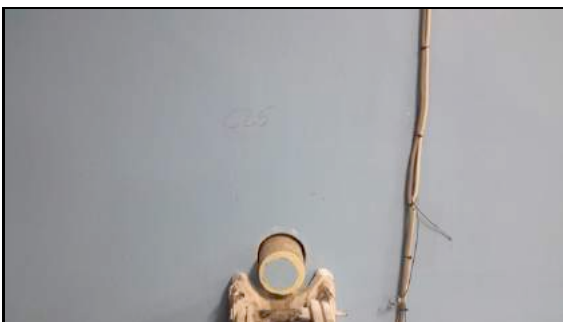
Figg. 63-64 Campioni C_{47} e C_{48}



Figg. 65-66 Campioni C_{15} e C_{16}



Figg. 67-68 Campioni C_{21} e C_{22}



Figg. 69-70 Campioni C_{25} e C_{26}



Figg. 71-72 Campioni C_{23} e C_{24}

Nella tabella sottostante si riporta il calcolo della resistenza a compressione cubica caratteristica e media determinate a partire dai risultati di laboratorio ottenuti secondo le indicazioni contenute nelle "LINEE GUIDA PER LA VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO IN OPERA" versione Settembre 2017, documento licenziato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Risultati prove di schiacciamento provini cilindrici (Linee Guida Settembre 2017) - numero carotaggi tra maggiore o eguale a 15								
Provino	Ubicazione	Diametro provino [mm]	Lunghezza provino [mm]	Rapporto h/d	R _c [Mpa]	Fd	R _{c, is} [Mpa]	
C13	Corpo 2 – Trave piano a quota +70	94,0	93,7	1	24,00	1,08	26,02	
C14	Corpo 2 – Pilastro piano a quota +70	94,0	94,2	1	24,40	1,08	26,41	
C43	Corpo 2 – Pilastro piano a quota -290	94,0	93,8	1	23,00	1,09	25,02	
C44	Corpo 2 – Trave piano a quota -290	94,0	94,0	1	32,60	1,05	34,22	
C19	Corpo 3 – Pilastro piano a quota +70	94,0	93,8	1	27,20	1,07	29,14	
C20	Corpo 3 – Trave piano a quota +70	94,0	94,2	1	30,10	1,06	31,89	
C37	Corpo 3 – Pilastro piano a quota -290	94,0	93,9	1	27,20	1,07	29,14	
C38	Corpo 3 – Trave piano a quota -290	94,0	94,1	1	35,10	1,04	36,49	
C17	Corpo 4 – Pilastro piano a quota +70	94,0	94,4	1	25,60	1,08	27,59	
C18	Corpo 4 – Pilastro piano a quota +70	94,0	94,2	1	27,40	1,07	29,33	
C39	Corpo 4 – Pilastro piano a quota -290	94,0	94,0	1	35,80	1,04	37,12	
C40	Corpo 4 – Trave piano a quota -290	94,0	93,8	1	21,10	1,10	23,12	
C41	Corpo 4 – Trave piano a quota -290	94,0	93,9	1	19,90	1,10	21,90	
C42	Corpo 4 – Pilastro piano a quota -290	94,0	94,2	1	34,60	1,04	36,04	
C47	Corpo 4 – Pilastro piano a quota +70	94,0	94,0	1	22,90	1,09	24,92	
C48	Corpo 4 – Pilastro piano a quota +70	94,0	93,9	1	22,40	1,09	24,42	
C15	Corpo 5 – Trave piano a quota +70	94,0	93,7	1	24,10	1,08	26,11	
C16	Corpo 5 – Pilastro piano a quota +70	94,0	94,3	1	23,40	1,09	25,42	
C21	Corpo 5 – Pilastro piano a quota -290	94,0	94,1	1	25,40	1,08	27,39	
C22	Corpo 5 – Trave piano a quota -290	94,0	94,5	1	21,70	1,09	23,72	
C25	Corpo 5 – Pilastro piano a quota -290	94,0	93,8	1	24,60	1,08	26,61	
C26	Corpo 5 – Trave piano a quota -290	94,0	94,1	1	29,20	1,06	31,05	
C45	Corpo 5 – Pilastro piano a quota -650	94,0	93,9	1	31,70	1,05	33,39	
C46	Corpo 5 – Trave piano a quota -650	94,0	94,2	1	26,00	1,08	27,98	
C23	Corpo 6 – Pilastro piano a quota -290	94,0	94,1	1	26,10	1,08	28,07	
C24	Corpo 6 – Trave piano a quota -290	94,0	94,3	1	23,80	1,08	25,82	
							28,40	f _{mini, is}
							21,90	f _{is, lowest}
							4,14	s

la resistenza cilindrica (cubica) caratteristica in sito f_{ck, is} (R_{ck, is}) è il valore inferiore tra:

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - 1.48 * s$$

$$f_{ck, is} = f_{s, lowest} + 4$$

dove:

n = numero di campioni prelevati

f_{m(n), is} = valore medio della resistenza a compressione degli n campioni (rammentando che per ciascun campione (i), la resistenza f_i) deve essere moltiplicata per il relativo Fattore di disturbo F_{d(i)})

f_{s, lowest} = valore minore fra le resistenze degli n campioni

s = scarto quadratico medio

$$f_{ck, is} = 22,26 \text{ Mpa}$$

$$f_{ck, is} = 25,90 \text{ Mpa}$$

$$R_{ck, is} = 22,26 \text{ Mpa}$$

$$R_m = 26,51 \text{ Mpa}$$

Come si evince dai risultati del calcolo si ottiene il valore di resistenza a compressione caratteristica pari a **22,26 N/mm²** e il valore di resistenza a compressione medio pari a **26,51 N/mm²**.

4.3 Prove sulle armature metalliche

Secondo le specifiche fornite dal laboratorio DISMAT s.r.l., responsabile delle indagini strutturali eseguite, si riportano di seguito le informazioni relative alle attrezzature utilizzate e alle procedure di riferimento.

Il prelievo di una barra di armatura è un'operazione molto delicata per questo viene eseguita da personale qualificato. Prima di iniziare la demolizione del copriferro, è stata eseguita un'indagine pacometrica al fine di individuare l'esatta posizione delle barre. Tale operazione è necessaria per evitare inutili danneggiamenti dell'elemento strutturale durante le operazioni di demolizione.

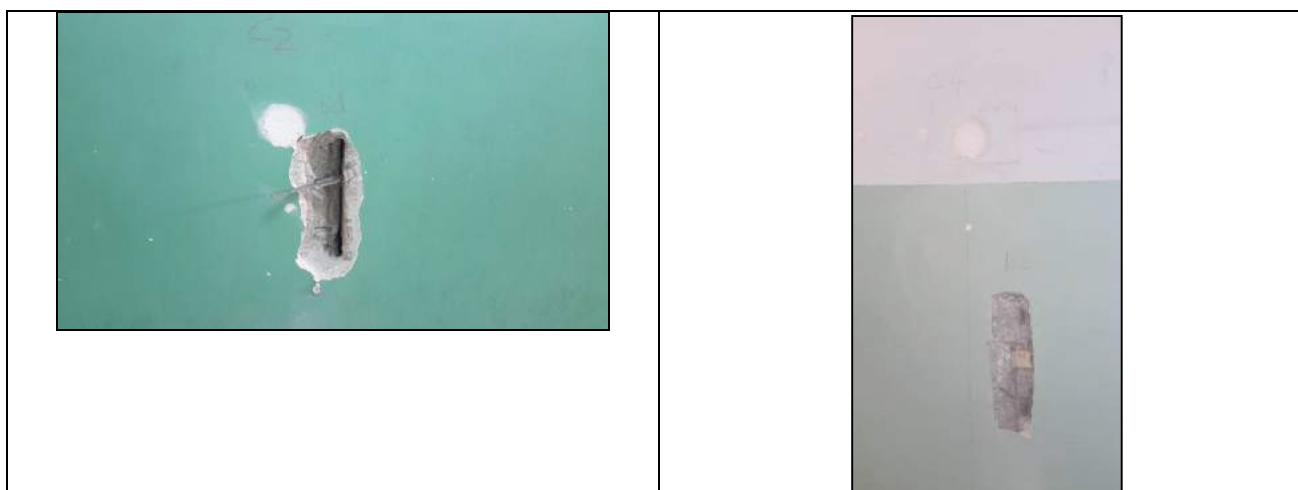
Il ripristino delle barre prelevate è avvenuto attraverso il processo di saldatura a completa penetrazione.

Una volta completati i rilievi si è proceduto al ripristino degli strati di copriferro utilizzando delle malte appositamente tixotropiche a ritiro compensato. Queste operazioni sono state effettuate nel rispetto di un protocollo ben preciso messo "a punto" dal laboratorio, rispettando le indicazioni delle aziende produttrici delle malte di ripristino. Preliminarmente si sono trattate le superfici di supporto, su cui andava applicata la malta, con getti di acqua a pressione in modo da asportare sia la polvere sia le eventuali parti staccate.

Sono state eseguite un totale di **n.7 estrazioni di campioni di armatura metallica** in corrispondenza di travi e pilastri (nel dettaglio n. 4 campioni sono stati prelevati dal corpo 1, n. 1 campione è stato prelevato nel corpo 2, n. 1 campione è stato prelevato dal corpo 5, n. 1 campione è stato prelevato dal corpo 6). Tutte le operazioni di estrazione e successivo ripristino sono state eseguite dal Laboratorio DISMAT s.r.l. di Canicattì (AG). Da ciascun campione metallico prelevato è stato ricavato un provino da sottoporre a prova di trazione secondo la UNI ISO 15630/1. Ad integrazione sono state inoltre eseguite 24 prove di microdurezza su alcune armature metalliche meglio descritte di seguito.

4.3.1 Prove di trazione armature metalliche corpo 1

L'ubicazione degli elementi in cui si è eseguito il prelievo è illustrata negli elaborati grafici allegati al rapporto (Figg. Da 73 a 76).



Figg. 73-74 Prelievo campioni armatura metallica B_1 e B_2



Figg. 75-76 Prelievo campioni armatura metallica B_3 e B_4

I campioni di armatura estratti sono stati successivamente sostituiti con spezzoni di armatura metallica nuova, saldati in situ in corrispondenza delle sconnessioni eseguite per il prelievo.



Figg. 77-78 Ripristino zone prelievo campioni armatura metallica

Nella tabella seguente, vengono illustrati i risultati delle prove di trazione condotte sui campioni estratti.

Sigla	Numero certificato	Posizione in opera	Diametro provino (mm)	Data prova	Tipo di acciaio	Tensione di snervamento (N/mm ²)	Tensione di rottura (N/mm ²)	Agt (%)
B1	127736	Pilastro piano +7,90 Corpo 1	12	28-02-2020	Aderenza migliorata	310,60	537,65	21,0
B2	127736	Pilastro piano +4,30 Corpo 1	14	28-02-2020	Aderenza migliorata	464,12	704,64	22,0
B3	127736	Pilastro piano +0,70 Corpo 1	14	28-02-2020	Aderenza migliorata	406,88	612,29	18,0
B4	127737	Pilastro piano -2,90 Corpo 1	14	28-02-2020	Aderenza migliorata	315,12	441,61	16,0

Nella scheda di calcolo seguente, vengono illustrate invece le calcolazioni relative alla determinazione dei valori medi della tensione di snervamento e della tensione di rottura.

Sui 4 campioni è stata eseguita una prova di trazione presso il Laboratorio DISMAT con sede in Canicattì. I certificati di prova (Certificati n. 127736 e 127737 del 28/02/2020) sono allegati in appendice al presente rapporto e ne costituiscono parte integrante.

Resistenza caratteristica a trazione acciaio in opera

Riferimento :

Edificio scolastico Don Giovanni Bosco di Noto (SR) - CORPO 1

	RESISTENZA sperimentale	Fy	Ft	Certificato n.	
		<i>Mpa</i>	<i>Mpa</i>		
	valori medi:	374,18	574,05		
1	B1	310,60	537,65	127736	
2	B2	464,12	704,64	127736	
3	B3	406,88	612,29	127736	
4	B4	315,12	441,61	127737	

Snervamento medio in opera
Resistenza a rottura media

Fy
Ft

374,18 N/mm²
574,05 N/mm²

Le caratteristiche meccaniche dell'acciaio in opera, desunte dalle prove di laboratorio eseguite, consentono di identificare la tipologia di acciaio per il corpo 1 oggetto di verifica. Ai fini delle verifiche strutturali si è fatto riferimento ad un **acciaio Feb32**.

4.3.2 Prove di trazione armature metalliche corpi 2, 5, 6

L'ubicazione dei siti in cui si è eseguito il prelievo è illustrata negli elaborati grafici allegati in appendice ed è indicata con la sigla Bx.



Figg. 79-80 Prelievo campioni armatura metallica B₅ e B₆



Fig. 81-82 Prelievo campione armatura metallica B₁₀

I campioni di armatura estratti sono stati successivamente sostituiti con spezzoni di armatura metallica nuova, del tipo B450C, saldati in situ in corrispondenza delle sconnessioni eseguite per il prelievo. La parte di copriferro, precedentemente rimossa, è stata ripristinata mediante l'utilizzo di una malta cementizia da ripristino.

Nella tabella seguente, vengono illustrati i risultati delle prove di trazione condotte sui campioni estratti.

Sigla	Numero certificato	Posizione in opera	Diametro provino (mm)	Data prova	Tipo di acciaio	Tensione e di snervamento (N/mm ²)	Tensione di rottura (N/mm ²)	Agt (%)
B5	126637	Pilastro piano a quota +0,70 Corpo 2	18	28-02-2020	Aderenza migliorata	470,89	796,03	14,0
B6	126637	Pilastro Piano a quota +0,70 Corpo 5	16	28-02-2020	Aderenza migliorata	442,49	691,75	16,0
B10	126638	Pilastro Piano a quota -2,90 Corpo 6	18	28-02-2020	Aderenza migliorata	481,59	780,96	15,0

Nella scheda di calcolo seguente, vengono illustrate invece le calcolazioni relative alla determinazione dei valori medi della tensione di snervamento e della tensione di rottura.

Sui 3 campioni è stata eseguita una prova di trazione presso il Laboratorio DISMAT con sede in Canicattì. I certificati di prova (Certificati n. 127737 e n.127738 del 28/02/2020) sono allegati in appendice alla presente relazione e ne costituiscono parte integrante.

Resistenza caratteristica a trazione acciaio in opera				
Riferimento :		Edificio scolastico Don Giovanni Bosco di Noto (SR) - CORPI 2-3-4-5-6		
	RESISTENZA sperimentale	Fy	Ft	Certificato n.
		Mpa	Mpa	
	valori medi:	456,69	743,89	
5	B5	470,89	796,03	127737
6	B6	442,49	691,75	127737
7	B10	481,59	780,96	127738
Snervamento medio in opera		Fy	456,69	N/mm ²
Resistenza a rottura media		Ft	743,89	N/mm ²

Le caratteristiche meccaniche dell'acciaio in opera, desunte dalle prove di laboratorio eseguite, consentono di identificare la tipologia di acciaio per i corpi 2, 5 e 6 oggetto di verifica. Ai fini delle verifiche strutturali si è fatto riferimento ad un **acciaio Feb44k**.

4.3.3 Prove di microdurezza sulle armature metalliche

4.3.3.1 Descrizione della prova, strumentazione impiegata e risultati ottenuti

Le prove di microdurezza sulle armature sono state eseguite ed elaborate dal Laboratorio DISMAT s.r.l. di Canicattì (AG).

La prova di microdurezza secondo il metodo al rimbalzo Leeb è una prova non distruttiva di tipo dinamico che utilizza come grandezza in grado di qualificare la durezza del materiale l'energia elastica restituita ad una massa mobile dopo un impatto. La prova che è normata dalla ASTM A956 "Standard Test Method for Leeb Hardness Testing of Steel Products" e dalla ISO EN 16859 "Metallic materials - Leeb hardness test", consente di stimare la resistenza del materiale attraverso la misura della durezza superficiale del materiale base.

Dalla stima della durezza del materiale base è possibile risalire alla stima della resistenza a trazione mediante le tabelle di conversione contenute nella norma UNI EN ISO 18265 "Materiali metallici - Conversione dei valori di durezza".

La prova viene eseguita in situ su componenti di qualsiasi dimensione grazie all'impiego di strumentazione portatile. Lo strumento scaglia, mediante una molla precaricata, un elemento mobile dotato di una speciale punta in carburo di tungsteno avente forma sferica contro la superficie del materiale sottoposto a prova, l'impatto causa una leggera deformazione della superficie che comporta una perdita di energia cinetica, questa viene determinata dal rapporto tra la velocità d'impatto (v_i) e la velocità di rimbalzo (v_r) a una distanza precisa dalla superficie. Le velocità sono misurate mediante un magnete permanente nel corpo di battuta che genera una tensione indotta nella sonda del percussore ed il loro rapporto costituisce la misurazione della durezza del materiale impattato espressa mediante la grandezza HL (Hardness Leeb)

$$HL = \frac{B}{A} * 1000 = \frac{v_r}{v_i} * 1000$$

Di seguito viene riportato il grafico del segnale di tensione di induzione, generato dal magnete in movimento all'interno di una bobina definita nel percussore, il quale viene registrato elettronicamente.

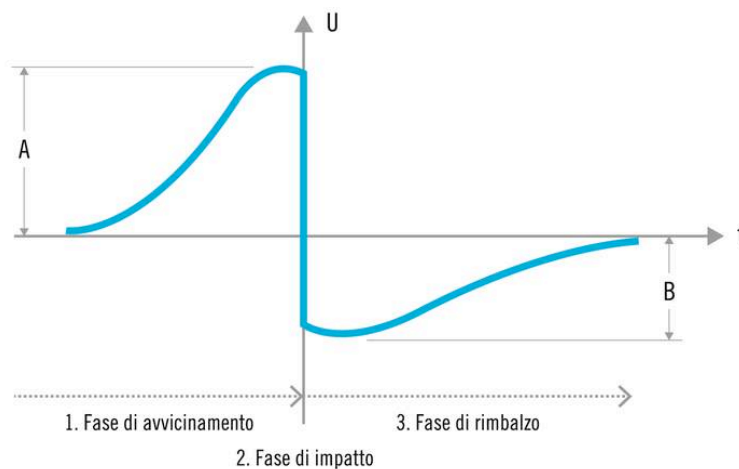


Fig. 79 Segnale di tensione della prova di durezza

Dove:

- Fase di avvicinamento: il corpo di battuta viene proiettato dalla forza elastica sulla superficie di prova;
- Fase di impatto: il corpo di battuta ed il campione sono a diretto contatto;
- Fase di rimbalzo: il corpo di battuta viene nuovamente accelerato dall'energia residua della fase di impatto;
- $A \approx v_i$ valore di cresta nella fase di avvicinamento;
- $B \approx v_r$ valore di cresta nella fase di rimbalzo;
- t è il tempo
- U è la tensione

Le prove di microdurezza, condotte secondo il metodo a rimbalzo Leeb, sono state eseguite nelle barre di armatura dei pilastri previa preparazione delle superfici.

La strumentazione impiegata per la conduzione della prova è il Microdurometro Smart Sensor mod. AR 936, con tallone di taratura in HLD, costituito da una unità principale e dalla sonda di impatto Leeb.



La prova viene eseguita seguendo l'I.O. 08-14 ACC. che brevemente viene riassunta di seguito:

- localizzazione delle sezioni da provare;
- identificazione del punto mediante codice alfa-numerico;
- preparazione della zona da analizzare al fine di eliminare eventuale presenza di difetti superficiali, ruggine ed elementi intrusivi;
- asportazione dello strato superficiale di zincatura mediante smerigliatrice fino al raggiungimento di superficie del materiale planare e liscia;
- calibrazione dello strumento;
- esecuzione della prova mediante durometro secondo lo schema sotto riportato;
- registrazione delle misure.

Viene riportata di seguito una tabella contenente i valori medi di durezza secondo Leeb (HDL) misurati per ogni armatura, il corrispondente valore in termini di durezza di Vickers (HV) ed infine la conversione di tali valori stimati in termini di resistenza meccanica a trazione.

Valori indici di rimbalzo [HL]												Valore medio indici di rimbalzo		Tensione di rottura [N/mm ²]
Serie n°												[HL]	[HV]	
Sigla e Parte d'opera	MD1	Corpo 3 – Pilastro piano a quota -290	491	449	480	504	457	477	458	466	469	472	205	673
	MD2	Corpo 3 – Trave piano a quota -290	382	342	388	396	364	346	312	364	401	366	121	418
	MD3	Corpo 4 – Pilastro piano a quota -290	428	423	430	493	457	434	445	457	435	445	183	606
	MD4	Corpo 4 – Trave piano a quota -290	412	362	372	414	345	383	372	352	356	374	128	437
	MD5	Corpo 2 – Pilastro piano a quota -290	417	431	428	429	413	434	383	423	408	418	163	543
	MD6	Corpo 2 – Trave piano a quota -290	321	275	407	377	265	375	366	401	287	342	102	359
	MD7	Corpo 5 – Pilastro piano a quota -650	421	427	423	418	427	227	422	415	437	402	150	504
	MD8	Corpo 5 – Trave piano a quota -650	414	457	441	416	439	434	440	442	448	437	177	587
	MD9	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +790	329	339	315	350	343	343	341	312	353	336	98	346
	MD10	Corpo 1 – Trave piano a quota +790	275	272	293	220	275	227	244	290	232	259	37	160
	MD11	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +790	255	258	270	275	283	242	250	271	238	260	38	164
	MD12	Corpo 1 – Trave piano a quota +430	267	275	342	258	283	293	271	285	293	285	58	224
	MD13	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +430	263	260	279	233	243	236	299	302	228	260	38	164
	MD14	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +430	385	372	450	451	384	443	324	470	338	402	150	504
	MD15	Corpo 1 – Trave piano a quota +70	298	291	286	287	313	272	285	295	299	292	63	240
	MD16	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +70	381	394	382	433	383	385	462	398	378	400	148	498
	MD17	Corpo 1 – Pilastro piano a quota +70	341	329	305	326	349	356	341	342	353	338	99	351
	MD18	Corpo 1 – Trave piano a quota -290	330	264	293	294	285	305	293	301	321	298	68	256
	MD19	Corpo 1 – Pilastro piano a quota -290	504	426	433	432	398	319	414	433	427	421	164	549
	MD20	Corpo 1 – Pilastro piano a quota -290	320	291	303	320	300	304	294	329	334	311	78	285
	MD21	Corpo 5 – Pilastro piano a quota -290	455	463	449	468	471	461	462	459	456	460	196	644
	MD22	Corpo 4 – Pilastro piano a quota +70	438	452	470	432	454	430	422	419	455	441	181	598
	MD23	Corpo 4 – Pilastro piano a quota +70	522	493	502	499	507	491	484	481	311	477	208	683
	MD24	Corpo 3 – Pilastro piano a quota +70	422	444	439	458	427	413	412	433	421	430	172	571

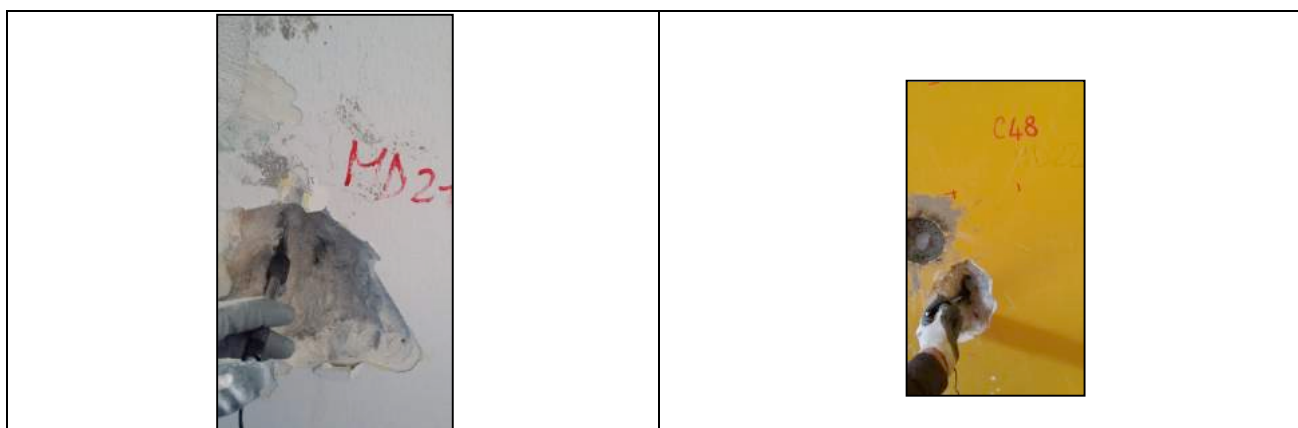
In appendice si allegano la planimetria con ubicazione delle prove di microdurezza identificate con la sigla MDx svolte sui vari corpi del complesso scolastico Don Bosco (Figg. Da 83 a 88).



Figg. 83-84 Prove microdurezza su una trave e su un pilastro del corpo 5 a quota -650



Figg. 85-86 Prove microdurezza pilastro a quota +430 e trave a quota -2,90 - corpo 1



Figg. 87-88 Prove microdurezza pilastro a quota -290 corpo 5 e pilastro a quota +70 - corpo 4

I risultati documentati nella tabella riepilogativa sopra riportata, sostanzialmente conferma i dati ottenuti dalle prove di trazione eseguite sui 7 campioni prelevati. Fanno eccezione alcuni valori ottenuti sulle armature metalliche del corpo 1 presumibilmente dovuto ad un'instabilità locale della barra esaminata non perfettamente aderente al supporto.

4.4 Rilievi pacometrici

Per i rilievi pacometrici si è utilizzato un pacometro prodotto dalla Proceq Profoscope, strumento portatile per la rilevazione delle armature, misurazione della copertura e del diametro dell'armatura.

Con il Profoscope è possibile tracciare l'armatura sotto una superficie di cemento sino a 180mm di profondità. Indicazioni ottiche ed acustiche dell'ubicazione dell'armatura e avviso di copertura minima, le specifiche tecniche relative alla misurazione riportano una capacità di rilevazione della profondità ridotta pari a 80mm, copertura estesa pari a 180mm, rilevazione dei diametri <70 mm.

I rilievi pacometrici sono stati eseguiti in conformità con la norma BS 1881- 204:1988 "Testing concrete. Recommendations on the use of electromagnetic covermeters". Attraverso il rilievo pacometrico, sono stati verificati a campione le armature relative a travi e pilastri (nelle parti ispezionabili).

Le indagini pacometriche combinate con saggi diretti, hanno consentito inoltre di stimare lo spessore medio del copriferro (inteso come distanza tra staffa e faccia esterna dell'elemento) relativamente ai pilastri e alle travi. Lo spessore medio del copriferro rilevato tramite indagine pacometrica è pari a 27 mm per travi e pilastri relativamente (lo spessore medio dell'intonaco è stato stimato in 20 mm). (Fig. 89)



Fig. 89 Rilievi pacometrici

Compatibilmente con la documentazione di progetto rinvenuta, sono stati eseguiti controlli pacometrici per determinare la disposizione delle armature metalliche al fine di confrontarle con quanto riportato negli elaborati di progetto (limitatamente ai corpi 2, 3, 4 ,5 e 6) e al fine di ottimizzare il **progetto simulato** (limitatamente al corpo 1).

In allegato al presente rapporto si trova la planimetria delle indagini dove sono ubicati gran parte dei punti di ispezione indagati con il pacometro e indicati graficamente con la sigla PCx.

4.5 Livello di conoscenza e metodi di calcolo

Sulla base del programma delle indagini svolto è stato possibile definire il livello di conoscenza raggiunto per i vari corpi di fabbrica oggetto della verifica strutturale.

In riferimento a quanto riportato nella tabella C8.5.IV della Circolare n. 2 del 11 Febbraio 2019, si è ragionevolmente assunto un livello di conoscenza **LC2**. Pertanto secondo le indicazioni normative, nelle verifiche strutturali, si è assunto un **fattore di confidenza pari a 1,20**.

La scelta dei metodi di calcolo da utilizzare è stata dettata principalmente dai seguenti fattori:

- Caratteristiche di regolarità dell'edificio;
- Documentazione progettuale disponibile;
- Esigenza di ricorrere alla progettazione simulata in assenza del progetto esecutivo.

Alla luce delle considerazioni sopra esposte, si sintetizzano di seguito le scelte operate per ciascun corpo di fabbrica esaminato:

CORPO 1 >> Analisi dinamica lineare + Analisi statica non lineare pushover a plasticità concentrata su progetto simulato
CORPO 2 >> Analisi dinamica lineare con fattore q per meccanismi fragili e duttili esclusi i nodi + Analisi statica non lineare pushover a plasticità concentrata per le verifiche ai nodi
CORPO 3 >> Analisi statica non lineare pushover a plasticità diffusa
CORPO 4 >> Analisi statica non lineare pushover a plasticità diffusa
CORPO 5 >> Analisi statica non lineare pushover a plasticità diffusa
CORPO 6 >> Analisi dinamica lineare con fattore q per meccanismi fragili e duttili esclusi i nodi + Analisi statica non lineare pushover a plasticità concentrata per le verifiche ai nodi
CORPO 6 bis >> Analisi statica non lineare pushover a plasticità diffusa

Le analisi condotte sui corpi 2, 3, 4, 5, 6 e 6 bis sono state eseguite mediante l'ausilio del software di calcolo **ACCA Edilus**, mentre l'analisi condotte sul corpo 1 è stata eseguita mediante l'ausilio del software di calcolo **STS CDS WIN**.

5 Indagini geofisiche a supporto della verifica sismica

5.1 Caratterizzazione sismica del sottosuolo

La stazione appaltante ha fornito al sottoscritto uno studio geologico redatto dal Dott. Geol. Domenico Pontillo nel quale è descritta la prova sismica attiva tipo MASW sul piazzale limitrofo il complesso scolastico oggetto di verifica.

La prova sismica di tipo Masw (Fig. 90) ha lo scopo di evidenziare il comportamento sismico del substrato di fondazione e di definire l'azione sismica di progetto che si basa, facendo riferimento all'approccio semplificato, sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento e sulle condizioni topografiche del sito. I risultati ottenuti dalla prova sismica permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **B [Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti]**.

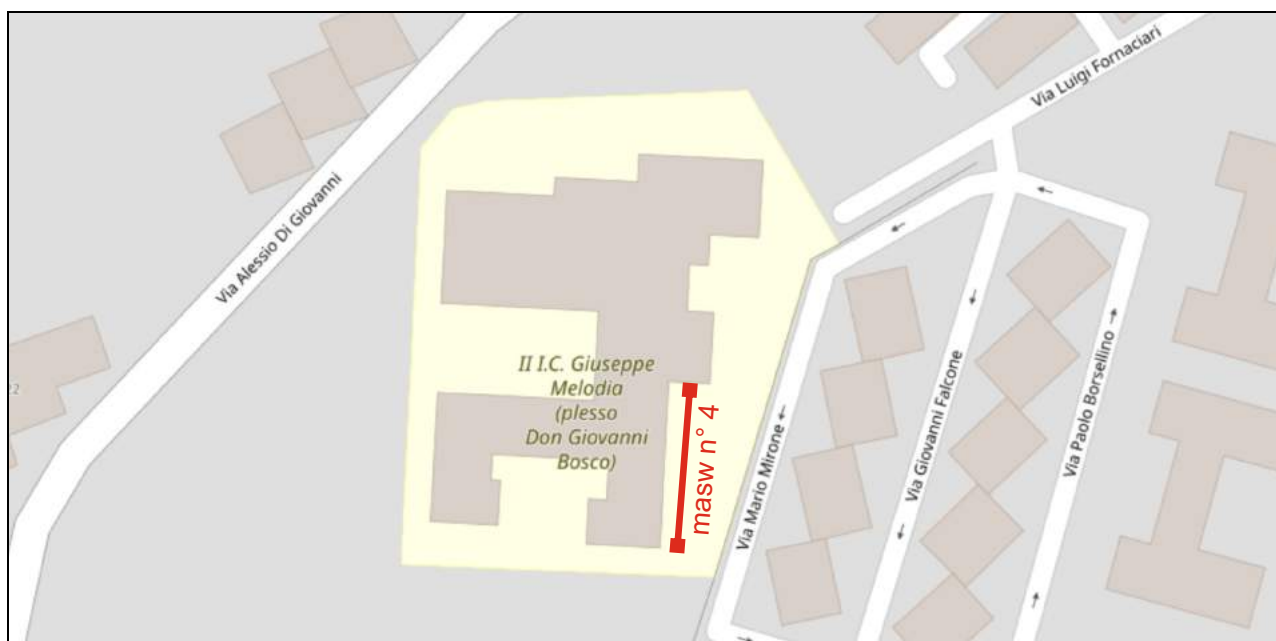


Fig. 90 Ubicazione planimetrica del sondaggio sismico MASW (stralcio planimetrico estratto dallo studio geologico del Dott. D. Pontillo)

5.2 Considerazioni sulle strutture di fondazione

Secondo quanto prescritto al punto 8.3 del D.M. 17 Gennaio 2018, in tutti i casi nei quali si rende necessaria la valutazione della sicurezza di una costruzione esistente (nel caso specifico edifici scolastici), la verifica del *"sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:*

- *nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;*
- *siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;*
- *siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.*

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti."

In riferimento alle condizioni riportate al par. 8.3 del D.M. 17 Gennaio 2018, sulla scorta degli accertamenti svolti nel corso del servizio in oggetto, si ritiene che:

- i corpi di fabbrica indagati non presentano quadri fessurativi tali da destare dubbi su un'eventuale deficienza del sistema fondale e/o la presenza di cedimenti più o meno recenti;
- non sussistono condizioni morfologiche sfavorevoli, modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni o effetti di eventuali azioni sismiche e pertanto si può escludere il rischio di possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento delle costruzioni;
- la liquefazione è lo stato fisico che può interessare generalmente un terreno sabbioso saturo quando la sua resistenza al taglio si riduce drasticamente per effetto dell'incremento e dell'accumulo delle pressioni interstiziali per causa di un sisma. Nel caso specifico, tutti i corpi di fabbrica sono dotati di fondazioni superficiali attestate su formazioni prevalentemente sabbiose fortemente addensate e con intercalazioni calcarenitiche. Dall'esame dello studio geologico allegato al progetto originario, potendo escludere la

presenza di elementi che possano provocare una saturazione permanente della formazione sabbiosa (falda acquifera, o afflussi anomali che si sarebbero certamente manifestati sottoforma di cedimenti del terreno), si può ritenere basso il rischio di liquefazione per effetto di un'eventuale azione sismica.

Sulla base delle considerazioni sopra esposte non sono state eseguite verifiche e approfondimenti sulle strutture fondali.

6 Verifica di vulnerabilità sismica

6.1 Introduzione

La vulnerabilità sismica di una struttura può definirsi come un indicatore che mette in relazione **la capacità di resistenza della struttura e la richiesta in termini di resistenza e/o spostamento del sisma**.

In generale la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti può essere condotta con diversi gradi di approfondimento e complessità di calcolo: da stime più qualitative, basate sul rilievo mediante schede delle principali caratteristiche degli elementi costitutivi dell'edificio, a complesse analisi numeriche mediante metodi di calcolo lineari e non lineari.

Oggi vengono praticate principalmente due procedure di valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti:

- la prima basata sulla **compilazione di schede cartacee** che conducono a considerazioni preliminari ed i risultati con esse ottenuti possono essere utilizzati al più per stabilire un ordine di priorità sui possibili interventi di adeguamento o miglioramento;
- la seconda è la stima della **vulnerabilità sismica globale** di una struttura la quale consente anch'essa di stabilire un ordine di priorità sugli interventi da attuare sull'edificio, ma a differenza della prima, fornisce anche una quantificazione numerica (mediante calcoli strutturali eseguiti sull'intera struttura) delle capacità che esso ha di resistere all'azione sismica calcolata secondo il D.M. 17 Gennaio 2018. Tale quantificazione numerica costituisce un punto di partenza "fondamentale" per la progettazione esecutiva degli interventi (miglioramento o adeguamento sismico).

Ai fini di comprendere le finalità della stima della vulnerabilità di un edificio scolastico, come quello oggetto della presente relazione, è importante definire il concetto di "rischio sismico". Il rischio sismico è un indicatore che permette di valutare l'insieme dei possibili effetti in termini di danni attesi che un terremoto può produrre, in un determinato intervallo di tempo, in una determinata area, in relazione alla sua probabilità di accadimento ed al relativo grado di intensità (severità del terremoto). Esso è il risultato dell'interazione tra l'evento naturale (terremoto) e le principali caratteristiche di beni e vite esposte.

Il **rischio sismico** di un territorio può essere schematicamente valutato come combinazione di pericolosità (P), vulnerabilità (V) ed esposizione (E):

$$R = P \times V \times E$$

La **pericolosità sismica** invece è definita come la probabilità che, in una data area e in un certo intervallo di tempo, si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco fissata; la pericolosità è una caratteristica fisica del territorio e rappresenta la frequenza e la forza con cui si manifestano i terremoti (sismicità del sito).

L'**esposizione** indica la possibilità, a seguito di un evento, che si verifichino perdite dirette, come un danno più o meno elevato, oppure indirette; quest'ultime possono essere sia economiche, come l'interruzione di un'attività produttiva, che sociali, come la perdita di vite umane.

La vulnerabilità sismica è la predisposizione di una costruzione a subire danneggiamenti e crolli. In generale, quanto più un edificio è vulnerabile (per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità di materiali, modalità di costruzione e scarsa manutenzione), tanto maggiori saranno le conseguenze sulla struttura.

Le norme tecniche per le costruzioni oggi forniscono validi criteri antisismici mirati a garantire l'ottenimento di una bassa vulnerabilità sismica sia nel caso di nuove edificazioni che nel caso di edificazioni esistenti.

La procedura di **valutazione della sicurezza degli edifici esistenti** proposta dalle Norme Tecniche ha proprio lo scopo di **stimare la vulnerabilità** di strutture esistenti e studiare gli interventi di ripristino più opportuni.

6.2 Definizione stati limite per azione sismica attesa

Si definiscono di seguito gli stati limite di riferimento per la valutazione della vulnerabilità sismica.

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua

funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Nella figura sottostante (Fig. 91) è riportato un diagramma rappresentativo degli stati limite sopra descritti.

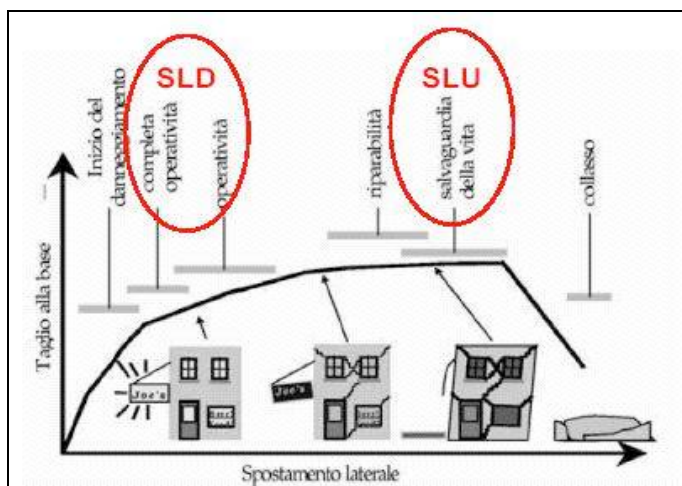


Fig. 91 Rappresentazione stati limite

7 Modelli di calcolo e analisi strutturale del corpo 1

7.1 Introduzione

Per il corpo 1 le strutture portanti in c.a. sono state modellate secondo l'approccio metodologico basato sul modello a plasticità concentrata con cerniere plastiche alle estremità delle aste. Come accennato in precedenza, le analisi strutturali sul corpo 1 sono state condotte con l'ausilio del software di calcolo agli elementi finiti STS CDSWIN. L'utilizzo di un software differente rispetto a quello utilizzato per l'analisi strutturale degli altri corpi di fabbrica è stato dettato dall'esigenza di ricorrere alla progettazione simulata preventiva secondo le norme vigenti all'epoca di costruzione.

Il progetto simulato (*cfr. par. C8.5.2.2 Circolare n. 7/2019*) è stato condotto alle tensioni ammissibili facendo riferimento (nei limiti del codice di calcolo moderno) alle prescrizioni del *Regio Decreto Legge n. 2229 del 16 novembre 1939* e dei successivi decreti attuativi che si sono succeduti fino all'epoca presunta di progettazione del primo lotto. Le armature metalliche progettate alle tensioni ammissibili con l'ausilio del software, sono successivamente state ottimizzate tenendo conto dei rilievi pacometrici e saggi eseguiti in situ compatibilmente con il livello di conoscenza prefissato.

Le verifiche sono state condotte secondo un procedimento a step.

Nello specifico sono stati messi a punto 3 modelli di calcolo distinti e sono state eseguite in ordine le seguenti analisi:

- Verifiche per soli carichi gravitazionali;
- Verifiche con analisi dinamica lineare;
- Verifiche con analisi statica non lineare.

Si descrivono di seguito gli step utilizzati:

1° STEP: è stata condotta un'analisi strutturale per soli carichi gravitazionali secondo le prescrizioni del D.M. 17 Gennaio 2018, al fine di accertare l'idoneità statica delle strutture esistenti.

2° STEP: è stata condotta un'analisi dinamica lineare preventiva al fine di determinare autovalori, autovettori e coefficienti di partecipazione.

3° STEP: è stata condotta una prima analisi statica non lineare (PUSHOVER) tenendo conto delle cerniere plastiche per meccanismi duttili e dei meccanismi fragili di trazione-comprensione dei nodi non confinati e di taglio-torsione sugli elementi strutturali in c.a.

4° STEP: è stata condotta una seconda analisi statica non lineare (PUSHOVER) inibendo i meccanismi fragili di rottura dei nodi non confinati.

5° STEP: è stata condotta una seconda analisi statica non lineare (PUSHOVER) inibendo tutti i meccanismi fragili di rottura e analizzando così il comportamento duttile della struttura.

L'analisi non lineare è stata svolta con l'impiego di due distinte distribuzioni di carico, in ottemperanza con quanto disposto all'art. 7.3.4.2 delle NTC 2018. La prima distribuzione del gruppo1 presenterà un profilo proporzionale alla forma del primo modo di vibrare per l'esame della struttura nell'ambito dei modesti spostamenti che caratterizzano il comportamento elastico-debolmente plastico mentre il secondo profilo di forze del gruppo2, costituito da una distribuzione uniforme di forze proporzionali alle masse di piano, servirà a determinare il comportamento della struttura nel campo dei grandi spostamenti in corrispondenza delle deformazioni che caratterizzano una plasticizzazione spinta della struttura.

Le verifiche globali con analisi non lineare statica hanno consentito, come si vedrà più avanti, l'individuazione delle capacità strutturali in termini di accelerazioni PGA_{CSLO} , PGA_{CSLD} , PGA_{CSLV} , che, rapportate alle PGA attese (domanda), hanno permesso di determinare gli indicatori di rischio ai diversi stati limiti.

La valutazione della risposta non lineare globale della struttura viene condotta attraverso la costruzione della curva di capacità di un modello 3D MDOF. Tale curva di capacità viene successivamente ridotta a quella di un oscillatore elementare equivalente SDOF attraverso la definizione del coefficiente di partecipazione γ con bilinearizzazione con pianerottolo di snervamento orizzontale nello spazio ADSR.

Lo spettro di capacità così determinato viene confrontato con gli spettri di domanda inelastica relativi ai diversi livelli di danno richiesti per valutare la capacità globale della struttura attraverso il confronto tra lo spostamento di domanda con quello di capacità ricondotto al sistema MDOF.

Il Software di calcolo utilizzato (CDSWIN rel. 2019), nella costruzione della curva di capacità su modello a plasticità concentrata, procede con un'analisi incrementale di tipo "event by event" che tiene conto del collasso dei vari elementi strutturali man mano che questi si verificano, valutando la necessaria redistribuzione delle azioni attraverso la tecnica dello scarico generale (riconfigurazione della matrice di rigidezza tangente). Alcune analisi, non riportate nel presente studio, sono state spinte oltre la soglia dei primi collassi onde poter esaminare il numero, la estensione e la localizzazione degli elementi-meccanismi fragili che si manifestano con il procedere delle azioni orizzontali.

Le analisi non lineari sono condotte assumendo i due profili di spinta con la presenza di eccentricità accidentali $\pm 5\%$, con la esecuzione di N° 16 PUSHOVER.

Il software adottato CDSWIN è in grado di definire un modello di edificio di tipo tridimensionale composto da aste in c.a. vincolate alle estremità sui nodi, definite nel sistema locale da una matrice di rigidezza contenente le componenti flessionali, taglianti e di deformabilità assiale.

In particolare, nella modellazione delle due strutture oggetto di verifica, si sono introdotte alcune esemplificazioni per tener conto delle condizioni che riguardano la organizzazione strutturale e la distribuzione delle masse. Nella modellazione computazionale si sono assunte delle semplificazioni adottando le ipotesi di solai con piano infinitamente rigido e masse concentrate nei baricentri di piano.

In merito alla presenza delle tamponature esterne realizzate prevalentemente in laterizio e malta cementizia, si è tenuto conto della loro presenza solo ai fini della valutazione dei carichi gravitazionali.

Nella modellazione agli elementi finiti, cautelativamente, non si è tenuto conto della presenza delle scale interne a soletta rampante che collegano i vari piani.

7.2 Dati generali modellazione corpo 1

Si riportano di seguito i dati generali assunti alla base del calcolo di verifica relativamente al Corpo 1.

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
DATI GENERALI DI STRUTTURA			
Massima dimens. dir. X (m)	40,30	Altezza edificio (m)	14,40
Massima dimens. dir. Y (m)	35,54	Differenza temperatura(∞ C)	15
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	III Cu=1.5
Longitudine Est (Grd)	15,06811	Latitudine Nord (Grd)	36,90106
Categoria Suolo	B	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	C.A.	Sistema Costruttivo Dir.2	C.A.
Regolarita' in Altezza	NO(KR=.8)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO	Quota di Zero Sismico (m)	0,00000
Tipo Intervento	MIGLIORAMENTO	Tipo Analisi Sismica	PUSH-OVER
Livello Sicurezza Min. (%)	100		
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.O.			
Probabilita' Pvr	0,81	Periodo di Ritorno Anni	45,00
Accelerazione Ag/g	0,05	Periodo T'c (sec.)	0,25
Fo	2,50	Fv	0,73
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,12
Periodo TC (sec.)	0,37	Periodo TD (sec.)	1,79
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilita' Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	75,00
Accelerazione Ag/g	0,06	Periodo T'c (sec.)	0,28
Fo	2,53	Fv	0,87
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,13
Periodo TC (sec.)	0,40	Periodo TD (sec.)	1,86
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	712,00
Accelerazione Ag/g	0,25	Periodo T'c (sec.)	0,44
Fo	2,33	Fv	1,58
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,16	Periodo TB (sec.)	0,19
Periodo TC (sec.)	0,57	Periodo TD (sec.)	2,62
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR. 1			
Classe Duttilita'	MEDIA	Sotto-Sistema Strutturale	Telaio
AlfaU/Alfa1	1,15	Fattore riduttivo KW	1,00
Fattore di comportam 'q'	2,76		
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR. 2			
Classe Duttilita'	MEDIA	Sotto-Sistema Strutturale	Telaio
AlfaU/Alfa1	1,15	Fattore riduttivo KW	1,00
Fattore di comportam 'q'	2,76		
COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI			
Acciaio per CLS armato	1,15	Calcestruzzo CLS armato	1,50
Legno per comb. eccez.	1,00	Legno per comb. fondament.:	1,30
Livello conoscenza	LC2		
FRP Collasso Tipo 'A'	1,10	FRP Delaminazione Tipo 'A'	1,20
FRP Collasso Tipo 'B'	1,25	FRP Delaminazione Tipo 'B'	1,50
FRP Resist. Press/Fless	1,00	FRP Resist. Taglio/Torsione	1,20
FRP Resist. Confinamento	1,10		

7.3 Risultanze delle verifiche svolte per soli carichi gravitazionali corpo 1

Preventivamente all'esecuzione delle verifiche di vulnerabilità sismica, è stata condotta un'analisi strutturale tenendo conto dei soli carichi verticali agenti sulla struttura (permanentemente ed accidentalmente). Le azioni sono state determinate e combinate secondo le disposizioni del D.M. 17 Gennaio 2018.

Ai fini delle verifiche a taglio in assenza di sisma, si è tenuto conto della presenza dei ferri sagomati determinando un passo equivalente delle staffe alle estremità (infittimento dovuto alla presenza del tratto di ferro sagomato inclinato a 45°).

Le verifiche condotte per soli carichi verticali ai sensi delle NTC 2018, a riscontro dell'assenza di quadri fessurativi riconducibili a deficienze strutturali, seppur con coefficienti di sicurezza prossimi all'unità, possono ritenersi positive.

7.4 Analisi dinamica lineare preventiva corpo 1

La analisi dinamica modale è stata condotta fino alla definizione dei parametri dinamici relativi al 3° modo di vibrare.

In dettaglio, si sono rilevate le seguenti caratteristiche dinamiche.

Degne di nota sono certamente le caratteristiche intrinseche della struttura esaminata in termini di distribuzione planimetrica di masse e rigidezze. Dall'esame delle carpenterie strutturali rappresentate negli elaborati grafici allegati al presente rapporto, a prescindere dai risultati delle varie analisi computazionali svolte, emerge una concezione strutturale non definibile antisismica. Dai rilievi strutturali di dettaglio condotti sul corpo di fabbrica 1 si è accertato quanto segue:

- i pilastri hanno una distribuzione in pianta non regolare: molto spesso non seguono la maglia e non sono allineati;
- non è chiaro il principio secondo il quale siano state adottate le dimensioni di travi e pilastri;
- mancano diversi collegamenti trasversali tra i telai di testata e di spina;
- vengono affidate ai solai in latero-cemento funzioni di collegamento trasversale (tecnica diffusa nelle prime applicazioni di strutture in cemento armato).

Indubbiamente, gli aspetti sopra rilevati, influiscono pesantemente sul comportamento strutturale del corpo di fabbrica esaminato (soprattutto in presenza di azioni orizzontali eccezionali come quella sismica).

La struttura composta da 4 elevazioni di cui una parzialmente interrata (piano a quota -2,90 m) e si presenta **non regolare in pianta ed non regolare in altezza**. La distribuzione di carico sui piani risulta di tipo prevalente superficiale. Il baricentro delle masse dell'impalcato di copertura si discosta con una moderata eccentricità rispetto alla posizione del baricentro delle rigidezze.

BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE														
IDENTIFICATORE		BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE							RIGIDENZE FLESSIONALI E TORSIONALI					
PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (t)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	DX (m)	DY (m)	Lpianta (m)	Bpianta (m)	Rig.FleX (t/m)	Rig.FleY (t/m)	Rig.Tors. (t*m)	(r/s)±
1	3,60	702,74	19,16	17,32	21,10	15,92	1,94	-1,40	29,22	40,30	68623	55224	14568049	
2	7,20	701,95	19,33	16,63	21,17	13,45	1,84	-3,19	35,54	40,30	49317	33330	9272012	
3	10,80	615,40	18,10	16,69	19,73	14,29	1,63	-2,40	29,22	40,30	33724	25584	5581267	
4	14,40	239,00	15,39	12,23	15,39	13,21	0,01	0,98	12,48	29,45	23037	9415	1711388	

Dall'esame delle tabelle *PULSAZIONI E MODI DI VIBRAZIONE*, all'interno dei tabulati allegati al presente rapporto, si evince che il primo modo di vibrare è di tipo traslazionale prevalentemente secondo Y-Y con un periodo proprio $T_1=0,744$ sec.; il secondo modo di vibrare è

anch'esso di tipo roto-traslazionale prevalentemente secondo X-X e con periodo proprio $T_2 = 0,614$ sec.; il terzo modo di vibrare è del tipo rotazionale e con periodo $T_3 = 0,535$ sec..

Nelle Tabelle *FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI*, all'interno dei tabulati allegati al presente rapporto, sono riportati, per le due direzioni principali e per ciascun modo di vibrare, i valori dei coefficienti di partecipazione modale ed i valori delle masse modali efficaci associate a ciascun modo.

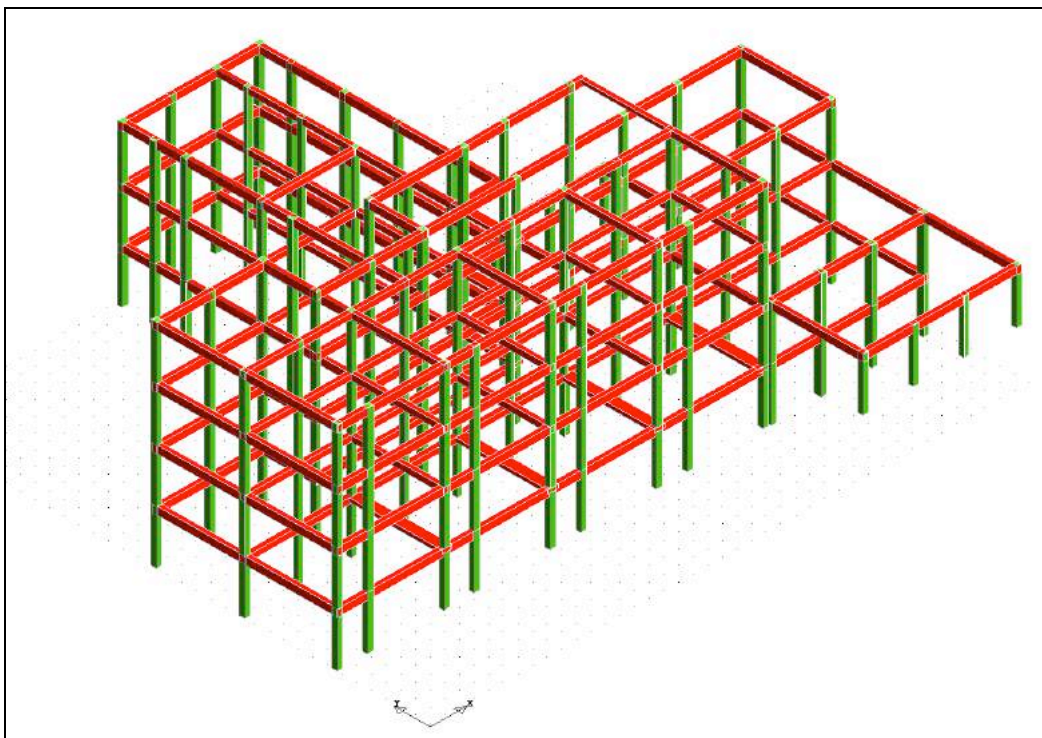
Con sisma in direzione 0° (X-X) si presentano i seguenti modi di vibrare con rispettive percentuali di massa eccitata:

- **2° modo** (roto-traslazionale) - $M_{ecc2}X-X = 65,40$ % della massa totale;
- **3° modo** (rotazionale) - $M_{ecc3}X-X = 15,83$ % della massa totale;

Con sisma in direzione 90° (Y-Y) si presentano i seguenti valori di massa eccitata per i diversi modi di vibrare:

- **1° modo** (traslazionale) - $M_{ecc1}Y-Y = 73,62$ % della massa totale;
- **2° modo** (roto-traslazionale) - $M_{ecc2}Y-Y = 4,38$ % della massa totale;

La struttura ha un comportamento prevalentemente traslazionale in direzione Y-Y con incidenza non rilevante di modi rotazionali mentre in direzione X-X prevalgono le componenti rotazionali. Sulla scorta dei dati sopra richiamati, la struttura in esame sostanzialmente rispetta i requisiti di applicazione della analisi statica non lineare di cui all'art. 7.3.4.2 delle N.T.C. 2018. Si riporta di seguito la rappresentazione del modello agli elementi finiti di riferimento per le analisi svolte con l'orientamento degli assi X e Y in pianta.



Modello agli elementi finiti corpo 1

7.4 Risultati generali analisi statiche non lineari corpo 1

Come richiamato in precedenza, la struttura dotata di pianta rettangolare risulta simmetrica in direzione Y-Y e non simmetrica nella direzione ortogonale X-X. Dal punto di vista dei carichi, la struttura è caratterizzata da distribuzioni di carico in pianta sostanzialmente uniforme con baricentro delle masse con eccentricità lievi rispetto al baricentro delle rigidezze di piano.

Nell'esecuzione delle analisi statiche non lineari su modello a plasticità concentrata si è proceduto con due distinte analisi di spinta, assumendo due comportamenti strutturali diversi per misurare le effettive vulnerabilità e risorse duttili presenti.

Una prima analisi è stata condotta su un modello agli elementi finiti nel quale erano presenti ed attivabili meccanismi fragili di taglio-torsione su travi e pilastri e meccanismi fragili di nodo non confinato.

Una seconda analisi è stata condotta sul modello agli elementi finiti nel quale sono stati inibiti i soli meccanismi fragili relativi alle rotture del nodo non confinato.

Nelle Figg. 92 e 93 sono riportate le curve di capacità ottenute nelle due distinte procedure.

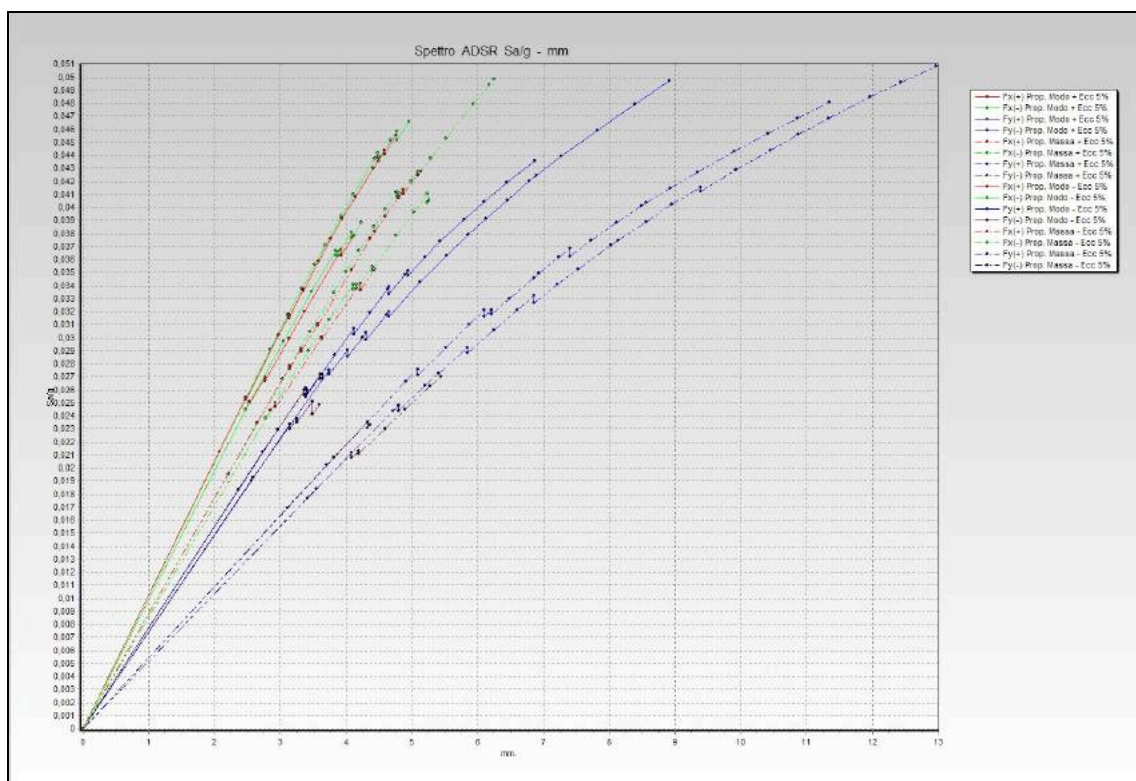


Fig. 92 CURVE DI CAPACITA' Corpo 1 - Meccanismi fragili travi, pilastri e nodi

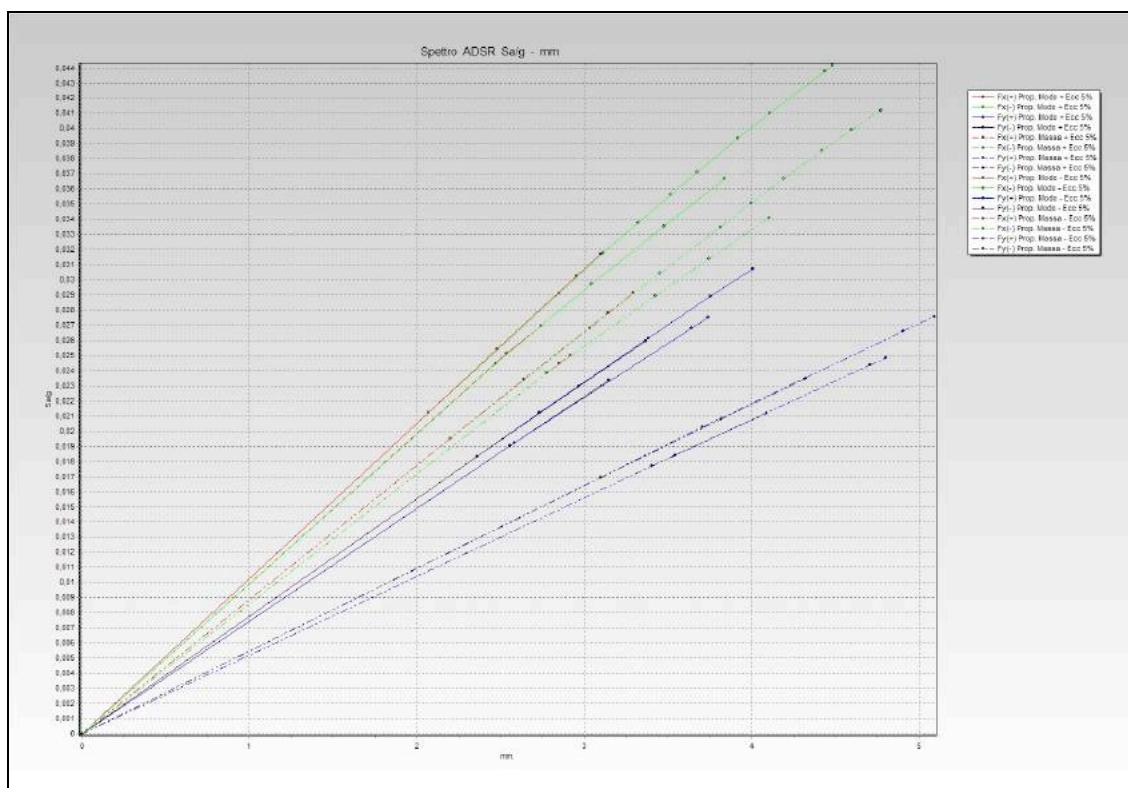


Fig. 93 CURVE DI CAPACITA' Corpo 1 - Meccanismi fragili travi, pilastri (al primo collasso)

Nell'analisi statica non lineare condotta su modello con meccanismi fragili il calcolo è stato spinto fino all'occorrenza di N° 5 meccanismi di collasso per consentire di individuare una capacità di spostamento significativa e misurabile.

Nella analisi dei meccanismi fragili si è accertato che **le capacità resistenti vengono meno quasi immediatamente in conseguenza della estrema vulnerabilità della struttura per occorrenza di rotture per meccanismi fragili prevalentemente di trazione-compressione delle bielle di calcestruzzo nei nodi non confinati e a seguire le rotture fragili di travi e pilastri**. Tale circostanza è notoriamente legata alla mancanza di staffe di confinamento nei nodi.

Le curve di capacità ottenute nelle procedure di spinta incrementale nelle due direzioni principali X-X e Y-Y sono notevolmente differenti pur mostrando tutte una repentina interruzione con l'occorrenza di discontinuità con ginocchi quando le curve si trovano ancora nel tratto iniziale ad andamento praticamente lineare. La crisi della struttura, in maniera particolare per azione del sisma

in direzione Y-Y, avviene quando la struttura si trova ancora in campo elastico e con modesti valori di taglio alla base e ridotte capacità di spostamento.

7.6 Risultati analisi statica non lineare per meccanismi fragili corpo 1

In entrambe le direzioni principali X-X e Y-Y, i valori delle PGA di danno risultano sempre decisamente inferiori ai valori attesi di normativa con probabilità di superamento del 10%, 63% e 81% e gli indicatori di rischio sismico ottenuti come rapporto tra la PGA_D (domanda) ed il valore delle PGA_C (capacità della struttura) risultano significativamente inferiori all'unità.

I valori minimi di PGA che portano al raggiungimento degli stati limite di riferimento sono molto inferiori ai valori attesi PGA_D e si raggiungono in modo indifferenziato per tutte le analisi condotte.

Nella direzione X-X, analizzando per esempio la PUSH n° 1, i valori degli spostamenti di danno risultano molto modesti a causa dell'occorrenza quasi immediata delle rotture per meccanismi fragili di nodo. Le domande e le rispettive capacità di spostamento sul modello MDOF in corrispondenza dei diversi stati limite, fino all'occorrenza dei primi N° 5 meccanismi fragili risultano essere rispettivamente:

-	SLO - Domanda	$D_{DSLO} = 7,993$ mm	- Capacità di spostamento	$D_{CSLO} = 1,901$ mm;
-	SLD - Domanda	$D_{DSLD} = 12,252$ mm	- Capacità di spostamento	$D_{CSLD} = 1,901$ mm;
-	SLV - Domanda	$D_{DSL V} = 62,053$ mm	- Capacità di spostamento	$D_{CSLV} = 1,901$ mm;

Il taglio alla base risulta raggiungere il valore di $T = 72,73$ ton.

Nella direzione Y-Y, la struttura risulta avere un comportamento non tanto differente rispetto a quello che caratterizza la direzione X-X. Analizzando la curva relativa alla PUSHOVER N° 8, le domande e le rispettive capacità di spostamento in corrispondenza dei diversi stati limite risultano essere rispettivamente:

-	SLO - Domanda	$D_{DSLO} = 11,042$ mm	- Capacità di spostamento	$D_{CSLO} = 3,914$ mm;
-	SLD - Domanda	$D_{DSLD} = 16,925$ mm	- Capacità di spostamento	$D_{CSLD} = 3,914$ mm;
-	SLV - Domanda	$D_{DSL V} = 85,724$ mm	- Capacità di spostamento	$D_{CSLV} = 3,914$ mm;

Il taglio alla base risulta raggiungere il valore di $T = 61,08$ ton.

Il fattore di comportamento calcolato con analisi statica non lineare (determinato alla occorrenza del primo dei 5 meccanismi di collasso fragile ammessi) risulta essere pari a $q_x = 1,192$, inferiore rispetto al valore proposto in normativa per analisi lineare con verifica di resistenza dei meccanismi fragili $q = 1,5$. Si riportano nelle Figg. 94 e 95 le curve di PUSHOVER N° 1 e N° 8 significative del comportamento strutturale del modello agli elementi finiti con presenza di meccanismi fragili e la repentina interruzione sul tratto di curva ad andamento lineare.

In questa procedura le analisi sono state spinte fino all'occorrenza di N° 5 collassi per esaminare in dettaglio la successione dei diversi meccanismi fragili e individuarne la natura (compressione-trazione delle bielle dei nodi non confinati e/o taglio torsione delle aste).

La presenza dei numerosi ginocchi su tutte le curve di capacità indica l'occorrenza dei diversi meccanismi fragili durante il processo di analisi di spinta.

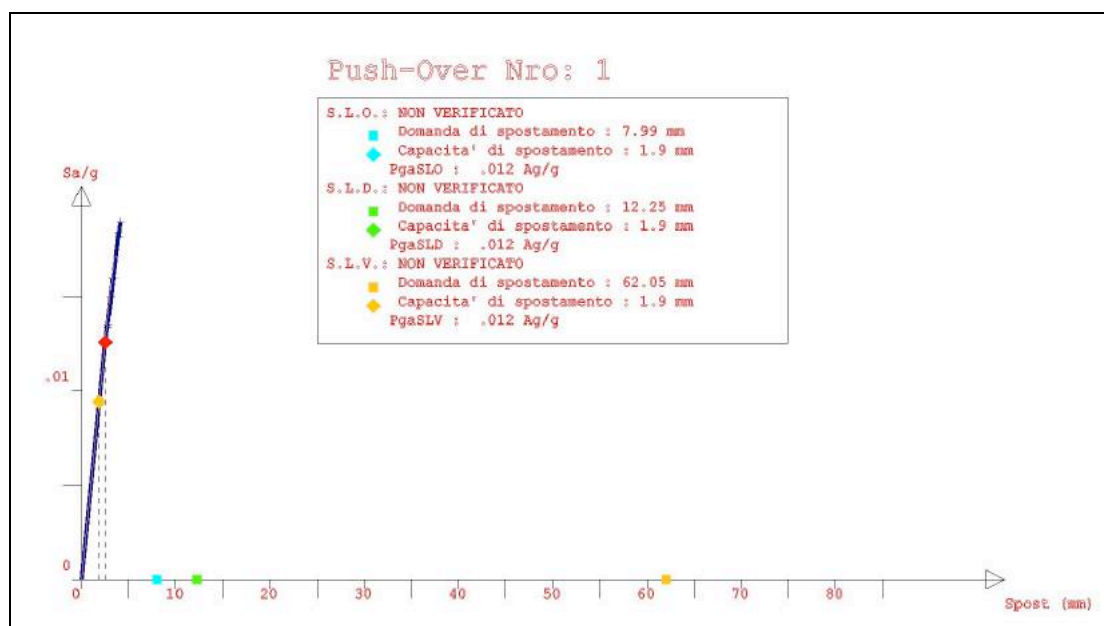


Fig. 94 CURVA DI CAPACITA' Corpo 1 - PUSH N° 1 Fx(+) +ECC.5%

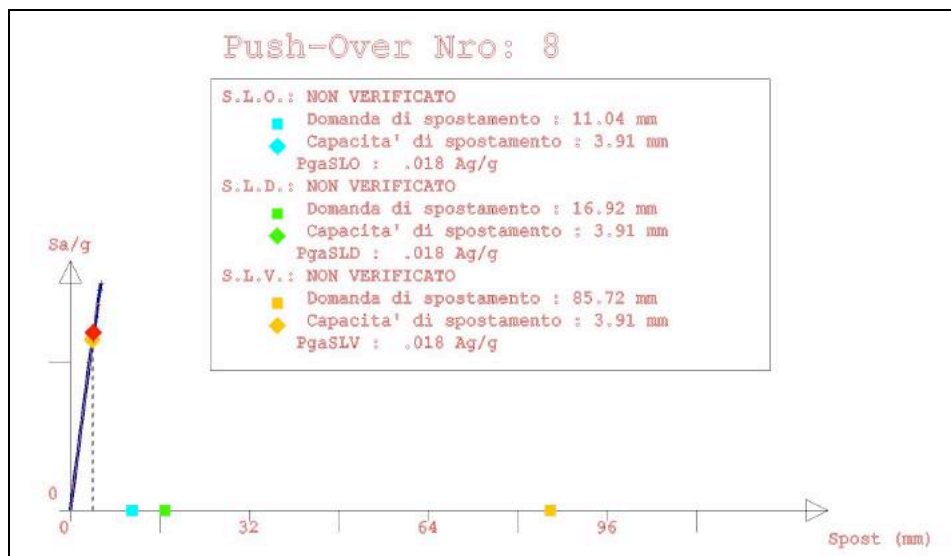


Fig. 95 CURVA DI CAPACITA' Corpo 1 - PUSH N° 8 $F_y(-)$ prop. massa +ECC.5%

Nella Fig. 96 si riporta il modello agli elementi finiti con l'indicazione della mobilitazione dei meccanismi fragili di trazione-compressione di nodi non confinati (elementi azzurro). In definitiva, la comparsa di collassi fragili si verifica contestualmente alla formazione di cerniere plastiche in gran parte dei pilastri e in corrispondenza di qualche trave di piano. Tuttavia nella rappresentazione riportata nella Fig. 97 è possibile evincere l'entità del danneggiamento in corrispondenza delle rotture duttili per flessione di pilastri e travi (colorazione verde = danno leggero).

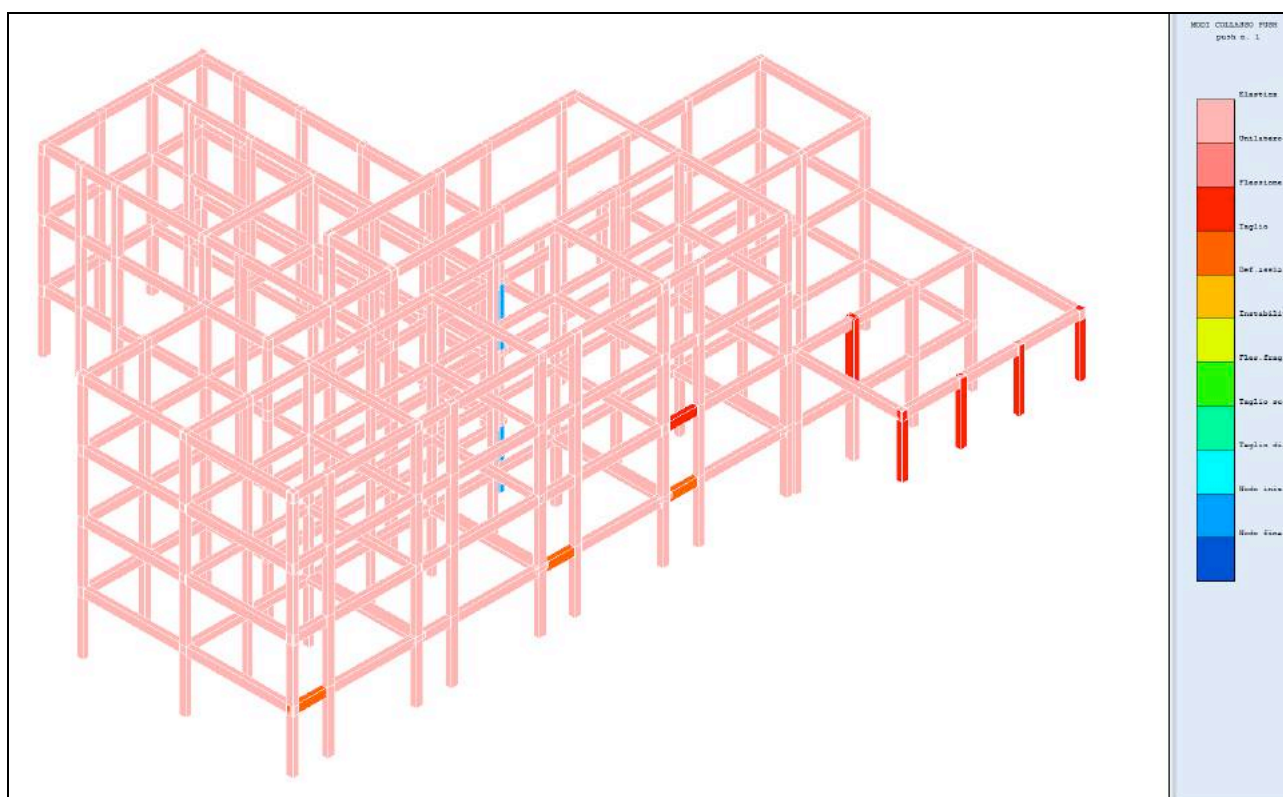


Fig. 96 Meccanismi Fragili - PUSH N° 1 - Modi di collasso taglio-torsione travi e pilastri

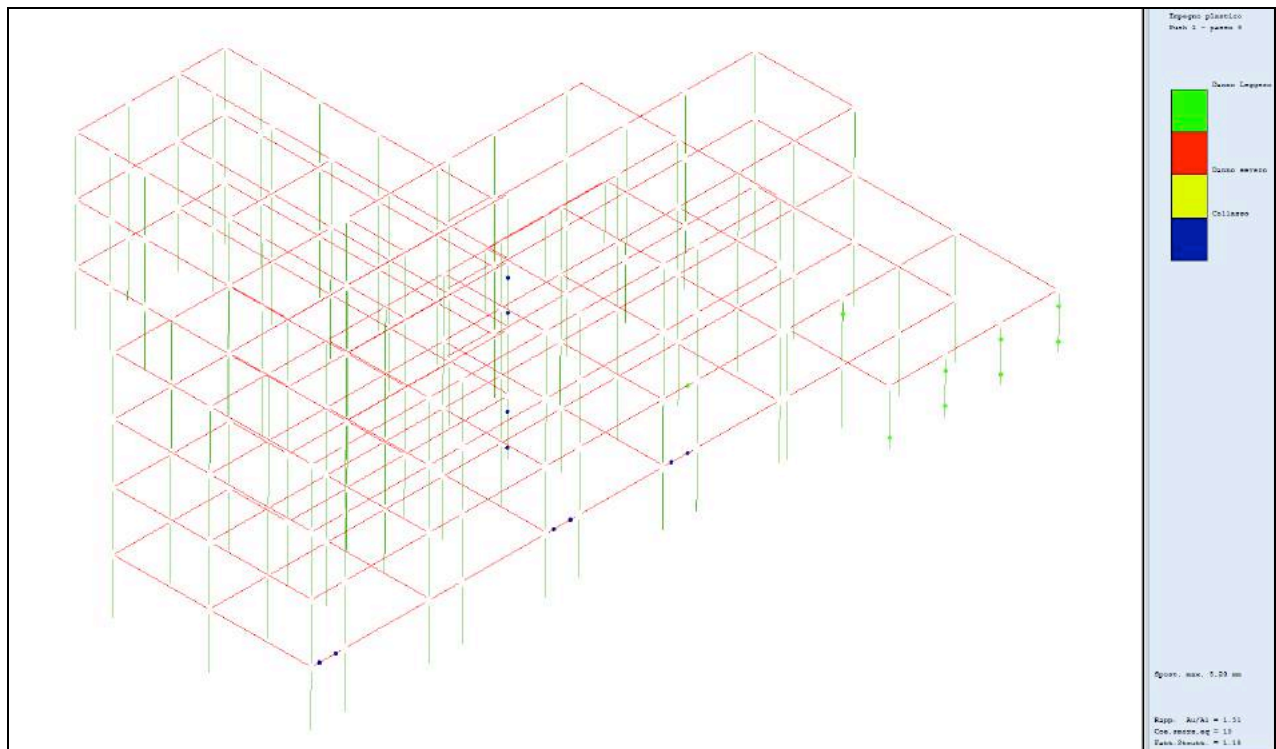


Fig. 97 Meccanismi Fragili - PUSH N ° 1 - Impegno plastico cerniere di estremità

Nelle Figg. 98 e 99 riportate di seguito viene invece illustrata la mappatura relativa alle modalità di collasso tenendo conto dell'azione sismica agente in direzione Y-Y .

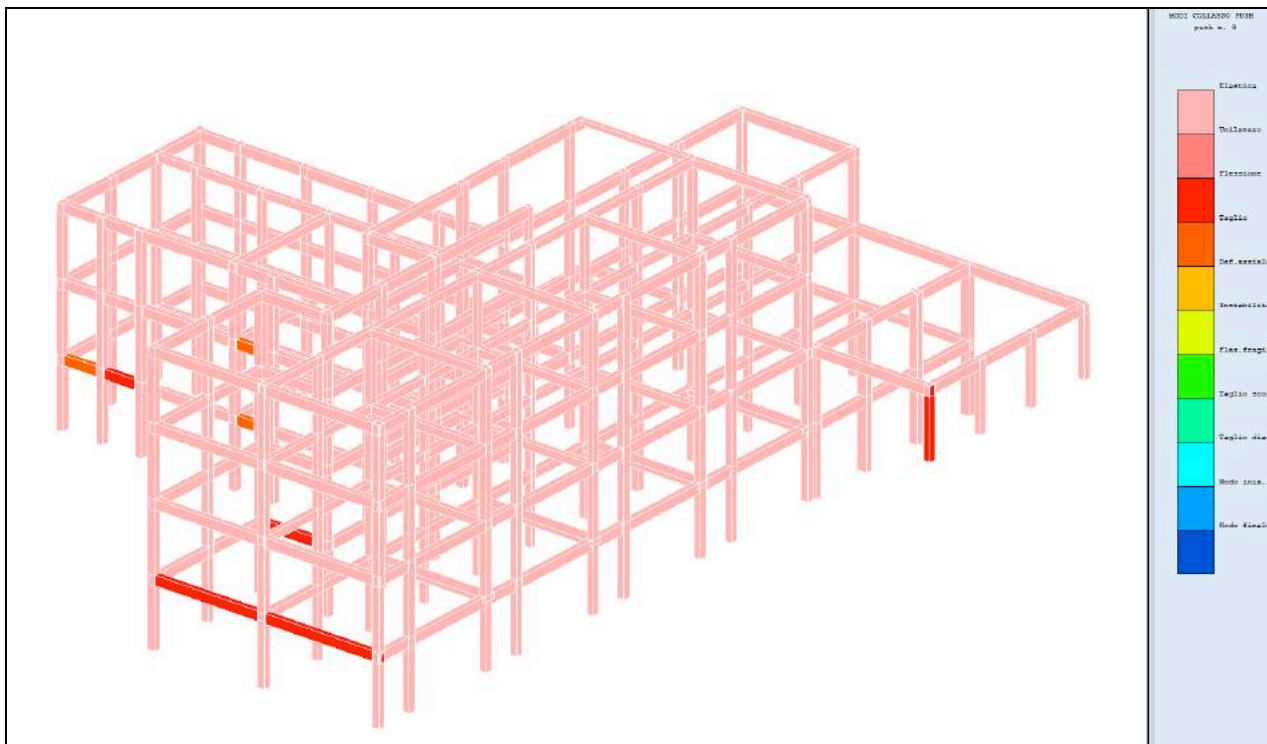


Fig. 98 Meccanismi Fragili - PUSH N ° 8 – Modi di collasso taglio-torsione travi e pilastri

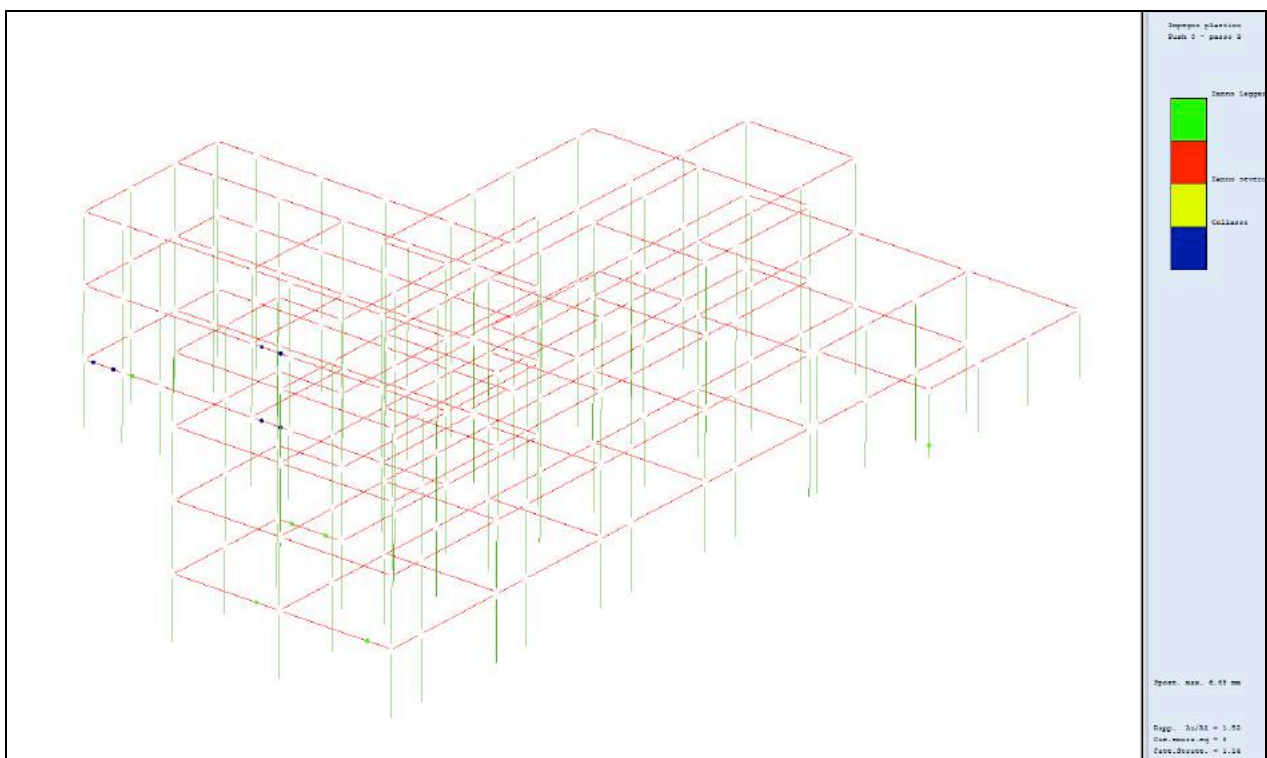


Fig. 99 Meccanismi Fragili - PUSH N ° 8 - Impegno plastico cerniere di estremità

7.7 Risultati analisi statica non lineare per soli meccanismi duttili corpo 1

Nel modello con inibizione dei meccanismi fragili dei nodi non confinati e meccanismi fragili di taglio-torsione su travi e pilastri, si è riscontrato un notevole miglioramento delle capacità strutturali.

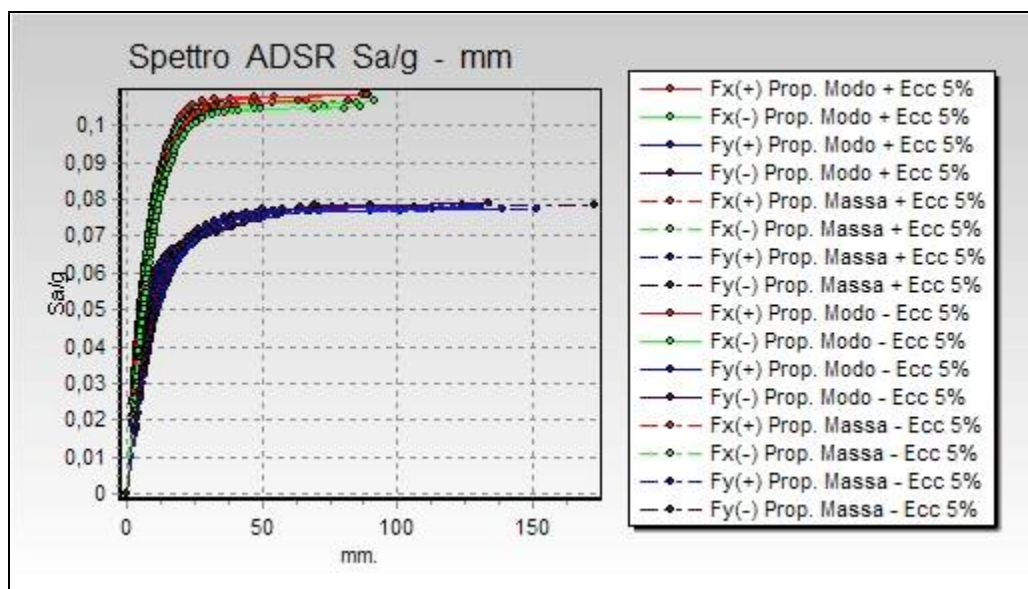


Fig. 100 CURVE DI CAPACITA Corpo 1 - Meccanismi duttili

Nella direzione X-X, i valori delle PGA di danno alle condizioni di SLV risultano superiori rispetto ai valori attesi di normativa con probabilità di superamento del 10%.

Per quanto riguarda i valori per SLO e SLD si rileva che gli indicatori di rischio sismico, ottenuti come rapporto tra la PGA_C (capacità della struttura) ed il valore delle PGA_D (domanda sismica, con probabilità di superamento del 63% e 81%), risultano essere nel primo caso superiori all'unità, mentre nel secondo caso continuano ad essere inferiori all'unità.

Le domande e le rispettive capacità di spostamento sul modello MDOF in corrispondenza dei diversi stati limite per la PUSHOVER N° 1 risultano essere rispettivamente:

- SLO - Domanda $D_{DSLO} = 8,63$ mm - Capacità di spostamento $D_{CSLO} = 12,85$ mm;
- SLD - Domanda $D_{DSLD} = 13,23$ mm - Capacità di spostamento $D_{CSLD} = 12,85$ mm;
- SLV - Domanda $D_{DSLVL} = 67,04$ mm - Capacità di spostamento $D_{CSLV} = 69,32$ mm;

Il taglio alla base risulta raggiungere il valore di $T = 208,17$ ton.

Lo spostamento al limite dello snervamento, determinato sulla bilatera equivalente del sistema SDOF e ricondotto alla curva di capacità del sistema MDOF risulta essere pari a $D_y = 12$ mm.

Nella direzione Y-Y, la struttura mostra un comportamento molto simile a quello assunto nella direzione ortogonale X-X.

Le domande e le rispettive capacità di spostamento sul modello MDOF in corrispondenza dei diversi SL per la PUSH N° 3 risultano essere rispettivamente:

- SLO - Domanda $D_{DSLO} = 9,750$ mm - Capacità di spostamento $D_{CSLO} = 14,970$ mm;
- SLD - Domanda $D_{DSLD} = 14,945$ mm - Capacità di spostamento $D_{CSLD} = 14,970$ mm;
- SLV - Domanda $D_{DSL V} = 75,691$ mm - Capacità di spostamento $D_{CSLV} = 103,900$ mm;

Il taglio alla base risulta raggiungere il valore di $T = 141,71$ ton.

Lo spostamento al limite dello snervamento, determinato sulla bilatera equivalente del sistema SDOF e ricondotto alla curva di capacità del sistema MDOF risulta essere pari a $D_y = 11$ mm.

Il fattore di comportamento calcolato con l'analisi statica non lineare, con sisma nelle due direzione X-X e Y-Y risulta essere mediamente compreso tra 3 e 13 . Il valore risulta essere superiore a quello proposto in normativa per analisi lineare per la verifica di resistenza dei meccanismi duttili con fattore di struttura ($q_{max} = 3,0$) e risulta anche superiore al valore più cautelativo considerato nel calcolo ($q_{duttile} = 2,68$).

Le capacità dissipative ipotizzate convenzionalmente in normativa risultano per questa struttura sottostimate rispetto alle capacità effettivamente mobilitabili.

Nell'analisi del modello con inibizione dei meccanismi fragili di nodo non confinato (meccanismi duttili) si rileva l'evidente aumento delle capacità sia in termini di taglio alla base che di

spostamento ultimo della struttura. Tale circostanza è riscontrabile in tutte le curve di capacità del modello nel quale sono interdette le attivazioni dei meccanismi fragili.

Nelle Figg. 101 e 102 si riportano i grafici di impegno plastico e meccanismi di collasso. I grafici sono emblematici dei guadagni in termini di capacità di spostamento e di taglio alla base ottenuti a seguito della eliminazione dei meccanismi fragili citati.

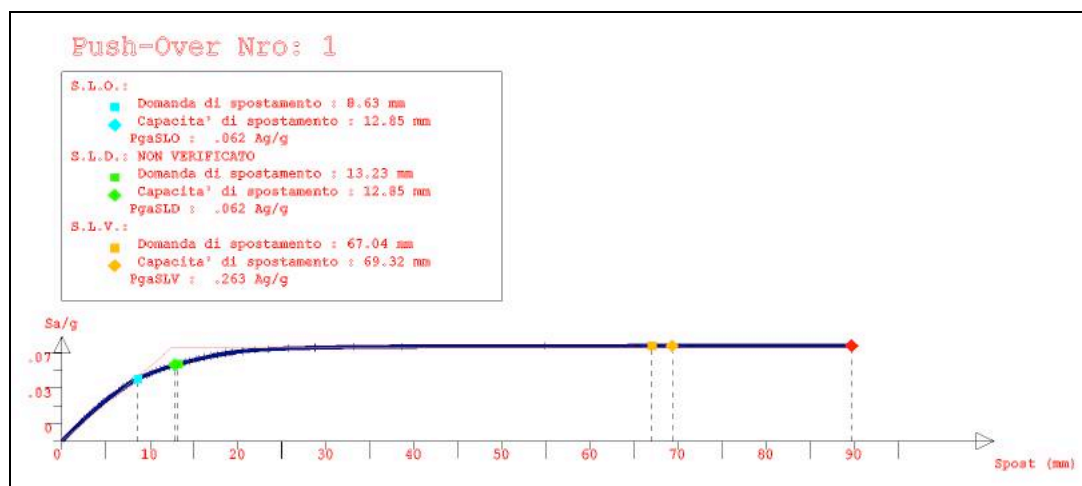


Fig. 101 CURVA DI CAPACITA' Corpo 1 - PUSH N° 1 Fx(+) +ECC.5%

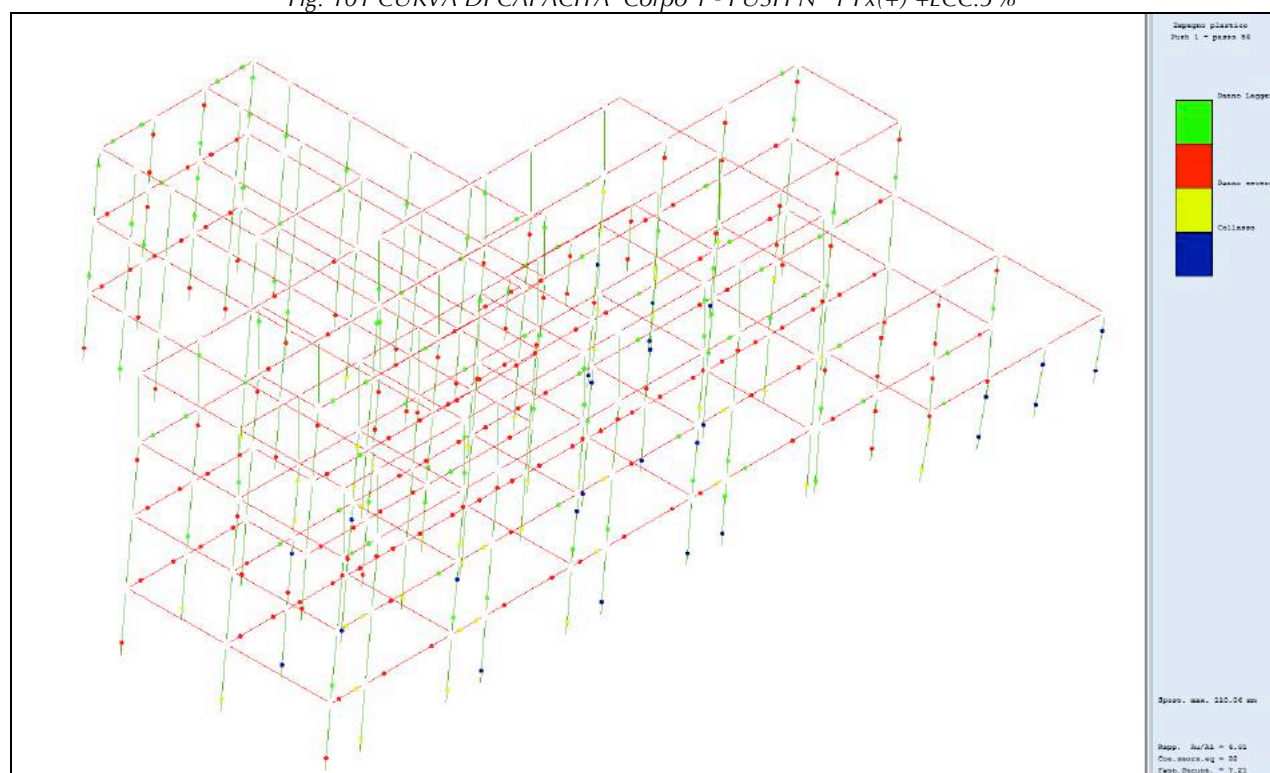


Fig. 102 Meccanismi duttili - PUSH N° 1 X-X - Impegno plastico cerniere di estremità

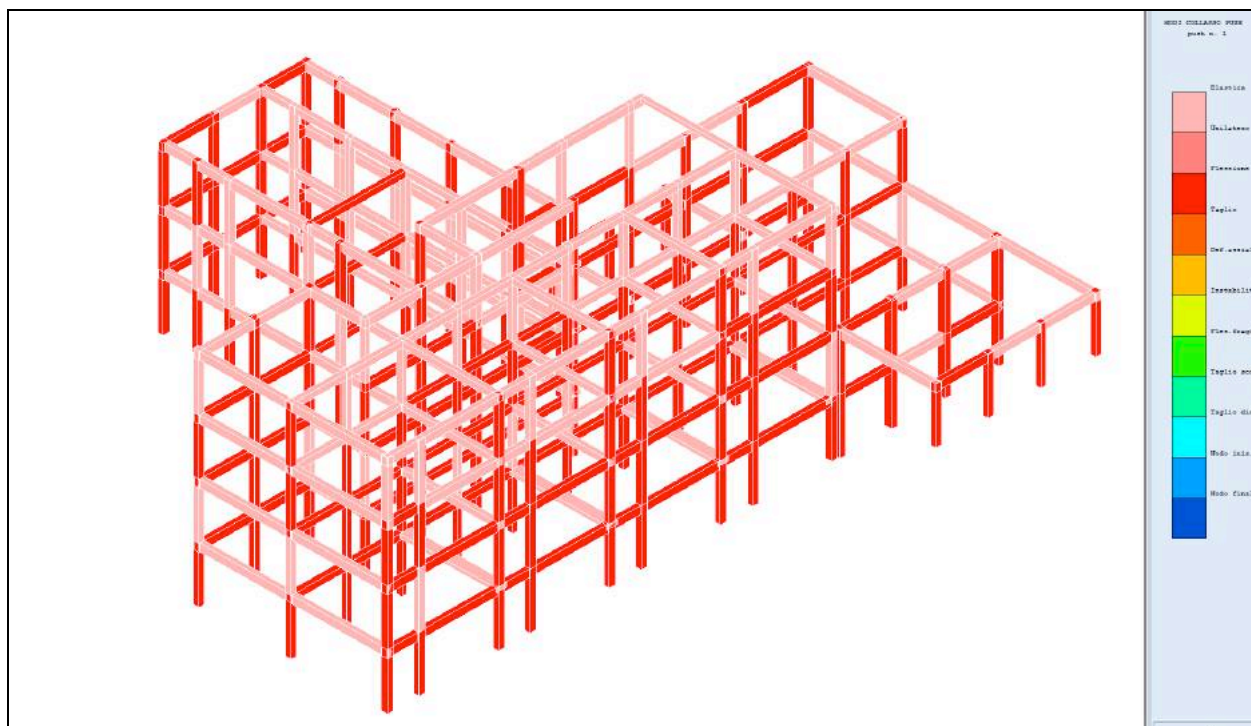


Fig. 103 Meccanismi duttili - PUSH N° 1 X-X – Modi di collasso aste

7.8 Fattori di comportamento e indicatori di rischio sismico corpo 1

I fattori di comportamento calcolati con l'analisi statica non lineare, risultano essere rispettivamente:

- Analisi con meccanismi fragili pari a $q = 1,19$,
- Analisi con meccanismi duttili pari a $3 < q < 13$.

Per la determinazione degli indicatori di rischio sismico ai diversi stati limite di riferimento, si assumono i valori ottenuti con l'analisi statica non lineare in presenza di meccanismi fragili. Si riportano di seguito i valori di capacità di PGA ed i relativi indicatori di rischio sismico.

Stato limite di riferimento	DOMANDA		CAPACITÀ		Indicatore di rischio sismico	
	Accelerazione di collasso PGA (Ag/g)	Tempo di ritorno Tr (anni)	Accelerazione di collasso PGA (Ag/g)	Tempo di ritorno Tr (anni)	PGAc/PGAd	(TrCLO/TDLO)^a
SLO	0,05	45	0,013	1	0,254	0,539
SLD	0,06	75	0,011	1	0,183	0,436
SLV	0,25	712	0,012	1	0,046	0,173

Disinibendo nelle analisi le rotture fragili dei nodi non confinati l'indicatore il rapporto PGAc/PGAd rimane comunque molto basso (**0,064**).

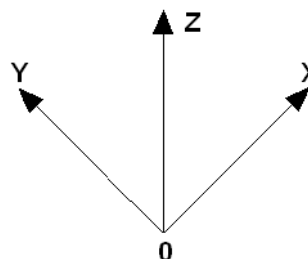
8 Cenni sul funzionamento del software Acca Edilus

8.1 Introduzione

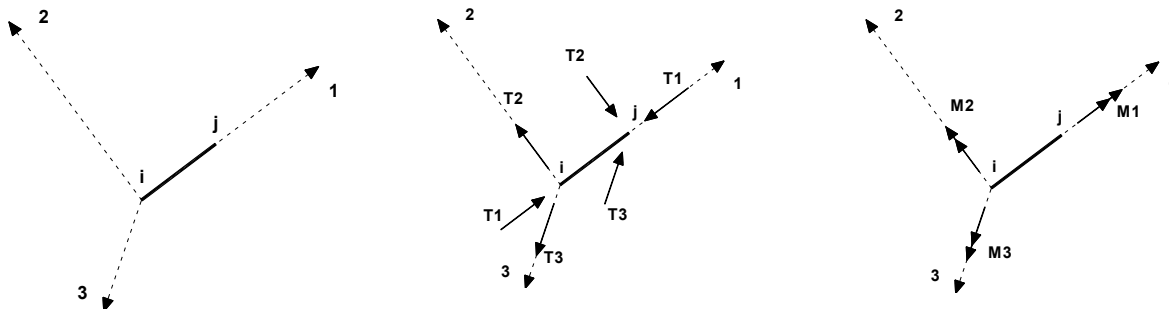
Al fine di facilitare la lettura dei dati contenuti nella presente relazione, si riportano di seguito alcuni dati relativi al funzionamento del software di calcolo utilizzato per le verifiche in oggetto.

8.2 Sistemi di riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



8.3 Sistemi di riferimento locale per le travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

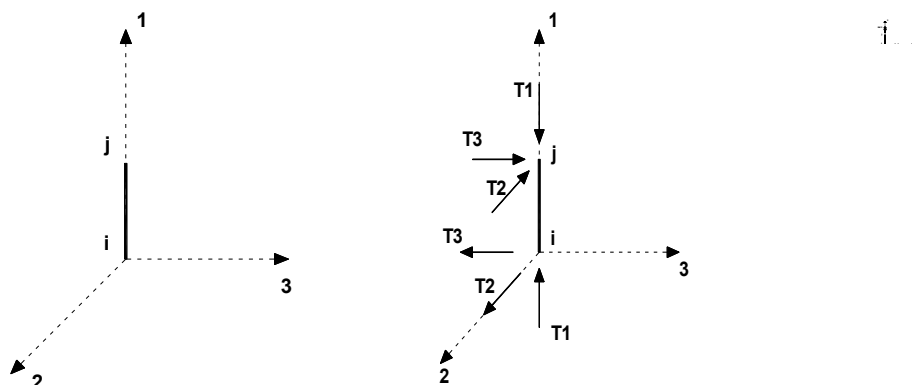
- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali

d'inertia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

1. Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i-j);
2. Sollecitazioni taglienti T_2 e T_3 , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
3. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
4. Sollecitazione torcente M_1 .

8.4 Sistemi di riferimento locale per i pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X, mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

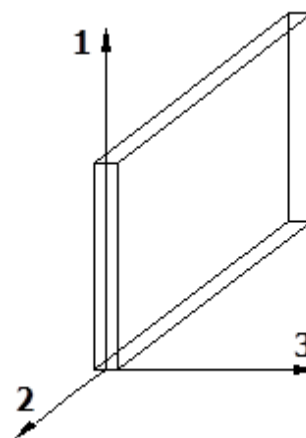
Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

- una forza di trazione o compressione T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

8.5 Sistemi di riferimento locale per pareti

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.

Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo.

Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

8.6 Verifiche di Resistenza

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica globale di sicurezza consiste (come indicato nei parr. 7.3.4.2 - 7.8.1.6 del DM 2018) nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al par. 7.3.4.2 del D.M. 2018.

Per quanto riguarda la verifica allo SLV (SLU), si controlla che la domanda di spostamento - calcolata secondo la relazione (C7.3.7) oppure (C7.3.8) del par. C7.3.4.2 della Circolare 2019 del D.M. 2018 - sia inferiore alla capacità di spostamento dell'edificio (calcolata secondo le indicazioni del par. C7.3.4.2), letta in corrispondenza del massimo spostamento offerto dalla Curva di Capacità.

Se tale verifica (Domanda \leq Capacità) risulta soddisfatta per tutte le Analisi effettuate, l'edificio è verificato allo SLV.

Per quanto riguarda le verifiche allo SLD (SLE), oltre alla condizione che la capacità di spostamento sia maggiore o uguale alla domanda di spostamento allo SLD, deve essere ulteriormente soddisfatta la verifica relativa agli spostamenti di interpiano; la struttura viene di nuovo analizzata, stavolta sotto l'azione di forze orizzontali tali da provocare uno spostamento del Punto di Controllo pari alla domanda di spostamento allo SLD; con gli spostamenti nodali calcolati in corrispondenza di tale sistema di forze orizzontali sono calcolati gli spostamenti di interpiano ed effettuata la relativa verifica.

8.7 Verifica degli elementi in C.A.

Si illustra in dettaglio il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.19 del D.M. 2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}} \right)^{\alpha} \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.19 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Nei "Tabulati di calcolo", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N , o la coppia M_x , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi

valori previsti. si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

Per quanto riguarda la verifica degli **elementi in c.a.** in analisi statica NON lineare, gli elementi ed i meccanismi resistenti vengono classificati in:

- **duttili**: travi, pilastri e pareti/setti inflesse con e senza sforzo normale;
- **fragili**: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti/setti e nodi.

La verifica degli elementi "**duttili**" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformazione. La verifica degli elementi "**fragili**" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà caratteristiche/nominali dei materiali. Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili, le resistenze nominali dei materiali sono ridotti per i corrispondenti coefficienti parziali di sicurezza.

Per gli elementi duttili, la capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione ("rotazione rispetto alla corda") q della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio $L_v = M/V$. Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio.

Allo SLV, la capacità di rotazione totale rispetto alla corda, può essere assunta pari a 3/4 del valore ultimo q_{ur} , calcolata secondo la relazione (C8.7.2.1) della Circolare 2019 del D.M. 2018.SLD, la capacità di rotazione totale rispetto alla corda, è calcolata secondo le relazioni (8.7.2.1a e 8.7.2.1b) del par. C8.7.2.5 della succitata Circolare.

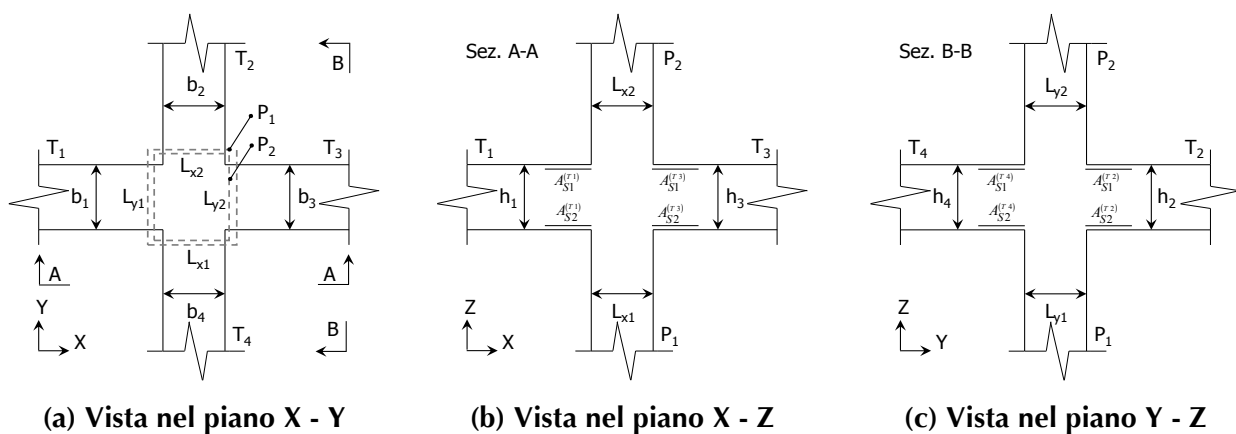
Per gli elementi "**fragili**", la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti.

Per i nodi, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel par. C8.7.2.5 della succitata Circolare. Viene verificata sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale.

8.8 Verifica di confinamento dei nodi

La verifica dei nodi delle strutture in c.a. viene condotta secondo le prescrizioni del par. 7.4.4.3 del D.M. 2018.

Si consideri, in generale, lo schema di nodo rappresentato nella figura seguente in cui $n_t = 4$ e $n_p = 2$ sono, rispettivamente, il numero di travi e pilastri concorrenti nel nodo.



In base alle dimensioni geometriche delle membrature (travi e pilastri) concorrenti nel nodo è possibile classificare i nodi in:

- **Interamente Confinati [IC]**, se $n_t = 4$ e:

$$\min \{b_1, b_3\} \geq \frac{3}{4} \max \{L_{y1}, L_{y2}\}$$

$$\min \{b_2, b_4\} \geq \frac{3}{4} \max \{L_{x1}, L_{x2}\}$$

$$\min \{h_1, h_3\} \geq \frac{3}{4} \max \{h_1, h_3\}$$

$$\min \{h_2, h_4\} \geq \frac{3}{4} \max \{h_2, h_4\}$$

- **Non Interamente Confinati [NIC]**, se non tutte le precedenti condizioni sono rispettate.

In base all'ubicazione del nodo nella struttura è possibile distinguere tra:

- **Nodi Interni [NI]:** in cui, evidentemente, $n_t = 4$;
- **Nodi Esterni [NE],** in cui $1 \leq n_t < 4$.

I nodi sono stati progettati considerando una sollecitazione tagliante pari a (cfr. [7.4.6-7] D.M. 2018):

$$V_{jbd}^{(T_i)} = \gamma_{Rd} \left(A_{S1}^{(T_i)} + A_{S2}^{(T_i)} \right) f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI]$$

$$V_{jbd}^{(T_i)} = \gamma_{Rd} A_{S1}^{(T_i)} f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE]$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,20$ in CD-A e $1,10$ in CD-B ed in caso di comportamento non dissipativo (cfr. Tab. 7.2.I e § 7.4.1 D.M. 2018);

f_{yd} è la tensione di progetto dell'acciaio delle armature delle travi;

$V_C^{(P_{2,i})}$ è il taglio in condizioni sismiche del pilastro superiore, lungo la direzione della trave considerata:

$$V_C^{(P_{2,i})} = V_C^{(P_{2,x})} \quad i = 1, 3$$

$$V_C^{(P_{2,i})} = V_C^{(P_{2,y})} \quad i = 2, 4$$

Le terne (A_{S1} , A_{S2} , V_C) sono state scelte in modo da considerare la situazione più sfavorevole. La verifica a taglio-compressione si esegue controllando che (cfr. [7.4.8] D.M. 2018):

$$V_{jbd}^{(T_i)} \leq V_{R,jbd}^{(T_i)} = \eta f_{cd} b_j^{(T_i)} h_{jc}^{(P_{2,i})} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}}$$

dove:

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck} [MPa]}{250} \right);$$

$\alpha_j = 0,48$ ($f_{ck,c}/f_{ck}$) (cfr. § C7.4.4.3.1 Circolare 2019 del D.M. 2018);

$f_{ck,c}$ è la resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo confinato (cfr. § 4.1.2.1.2.1 D.M. 2018);

b_j è la larghezza effettiva del nodo, pari a:



$$b_{j1}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{x1}, L_{x2}, b_i \right\} \quad i = 1, 3$$

$$b_{j1}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{y1}, L_{y2}, b_i \right\} \quad i = 2, 4$$

$$b_{j2}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{x1} + \frac{L_{y1}}{2}, b_i + \frac{L_{y1}}{2} \right\} \quad i = 1, 3$$

$$b_{j2}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{y1} + \frac{L_{x1}}{2}, b_i + \frac{L_{x1}}{2} \right\} \quad i = 2, 4$$

$h_{jc}^{(R_i)}$ è la distanza tra le armature del pilastro:

$$h_{jc}^{(R_i)} = L_{x1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 1, 3$$

$$h_{jc}^{(R_i)} = L_{y1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 2, 4$$

c , Φ_{st} e Φ_L sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nel pilastro, ed il diametro delle armature longitudinali del pilastro;

$\nu_d = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2}L_{y2}f_{cd}}$ È lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro superiore.

Le armature a taglio per il confinamento del nodo sono progettate adottando la meno stringente tra la relazione ([7.4.10] D.M. 2018):

$$\frac{A_{sh,i} f_{ywd}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \geq \frac{\left[\frac{V_{jbd}^{(T_i)}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \right]}{f_{ctd} + \nu_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad i = 1, \dots, n_t$$

dove:

$A_{sh,i}$ è l'armatura totale a taglio nel nodo nella direzione in esame:

$$A_{sh,i} = n_{st,i} n_{br,x} \left(\frac{\pi \Phi_{st}^2}{4} \right) \quad i = 1, 3$$

$$A_{sh,i} = n_{st,i} n_{br,y} \left(\frac{\pi \Phi_{st}^2}{4} \right) \quad i = 2, 4$$

$n_{st,i}$ è il numero totale di staffe nel nodo, uniformemente ripartito lungo l'altezza della trave in esame;

$n_{br,x}$ e $n_{br,y}$ sono il numero di bracci delle staffe nel nodo, nella direzione in esame;

Φ_{st} è il diametro delle staffe nel nodo;

f_{ywd} è la tensione di progetto dell'acciaio delle staffe;

$$h_{jw}^{(T_i)} = h_i - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L;$$

c , Φ_{st} e Φ_L sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nella trave, ed il diametro delle armature longitudinali nella trave;

e le seguenti relazioni ([7.4.11-12] D.M. 2018):

$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \left(A_{s1}^{(T_i)} + A_{s2}^{(T_i)} \right) f_{yd} \left(1 - 0,8 v_d^{[NI]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI]$$

$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s1}^{(T_i)} f_{yd} \left(1 - 0,8 v_d^{[NE]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE]$$

dove:

$$v_d^{[NI]} = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2} L_{y2} f_{cd}} \quad \text{è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro superiore;}$$

$$v_d^{[NE]} = \frac{N_{Ed}^{(P_1)}}{L_{x1} L_{y1} f_{cd}} \quad \text{è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro inferiore.}$$

Il passo delle staffe da disporre per tutta l'altezza del nodo (pari all'altezza maggiore delle travi in esso convergenti) è pari a:

$$p_{st} = \min_{i=1, \dots, n_t} \left\{ \frac{h_{jw}^{(T_i)}}{n_{st,i} + 1} \right\}$$

dove $n_{st} = \max_i n_{st,i}$ è il numero totale di staffe da disporre nel nodo.

9 Modelli di calcolo e analisi strutturale dei corpi 2-3-4-5-6-6 bis

9.1 Introduzione

Per i corpi 3, 4, 5 e 6 bis le strutture portanti in c.a. sono state modellate secondo l'approccio metodologico basato sul modello a plasticità diffusa. Fanno eccezione i corpi 2 e 6 per i quali si sono adottate due tipologie di analisi: una pushover a plasticità diffusa per i meccanismi fragili di rottura del nodo non confinato e un'analisi dinamica lineare con fattore q per analizzare gli altri meccanismi di collasso.

Le analisi strutturali sui vari corpi di fabbrica sono state condotte con l'ausilio del software di calcolo agli elementi finiti ACCA EDILUS.

I modelli agli elementi finiti sono stati assemblati tenendo conto delle specifiche contenute nel progetto esecutivo rinvenuto presso gli archivi del Genio Civile di Siracusa e dei dati acquisiti per mezzo della campagna di prove estesa a tutti i corpi di fabbrica che compongono il complesso scolastico oggetto di verifica.

Così come già fatto per il corpo 1, le verifiche sono state condotte secondo un procedimento a step.

Nei casi specifici sono stati messi a punto 2 modelli di calcolo per i corpi di fabbrica 3,4,5 e 6 bis e 3 modelli di calcolo per i corpi di fabbrica 2 e 6. Sono state eseguite in ordine le seguenti analisi:

Per i corpi di fabbrica 3, 4, 5 e 6 bis

- Verifiche per soli carichi gravitazionali;
- Verifiche con analisi statica non lineare.

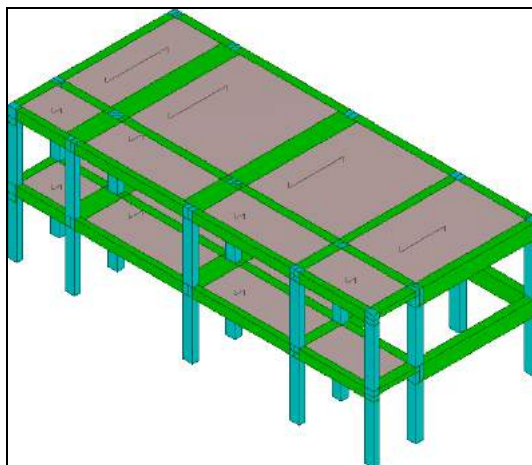
Per i corpi di fabbrica 2 e 6

- Verifiche per soli carichi gravitazionali;
- Verifiche con analisi statica non lineare limitatamente ai meccanismi fragili di rottura del nodo non confinato;
- Verifiche con analisi dinamica lineare con fattore q per i restanti meccanismi di rottura.

Si riportano nelle immagini seguenti la rappresentazione dei modelli tridimensionali adoperati per le analisi strutturali dei vari corpi di fabbrica.

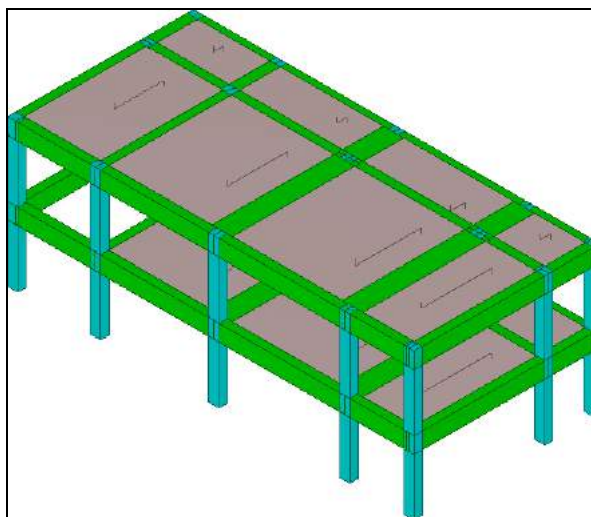
Vista Anteriore (modello di calcolo corpo 2)

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (1;1;-1)



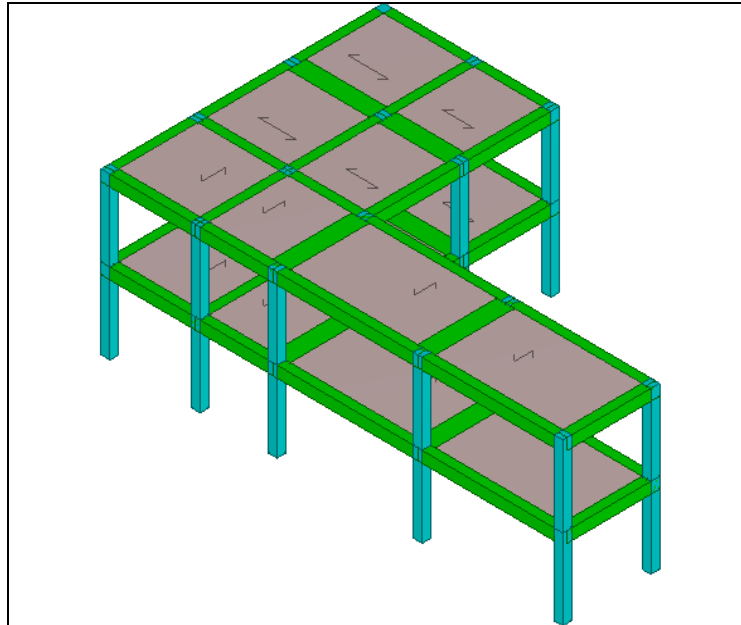
Vista Posteriore (modello di calcolo corpo 2)

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (-1;-1;-1)



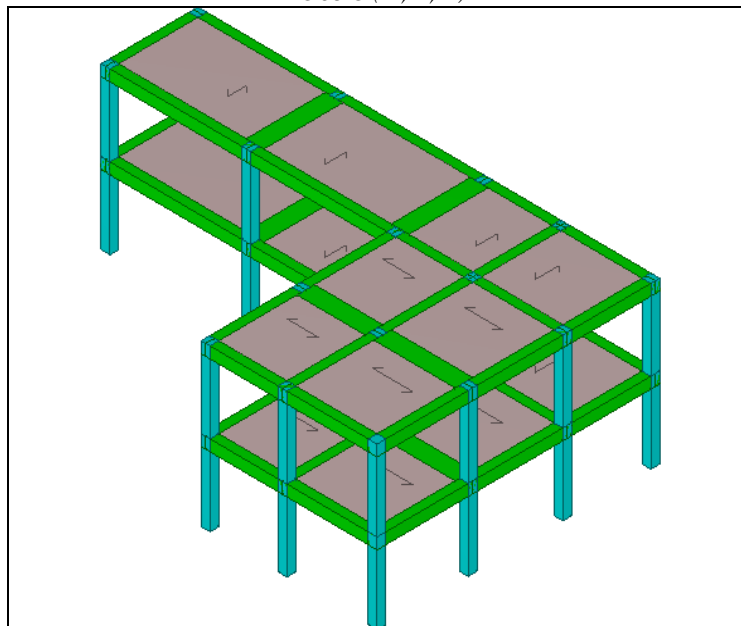
Vista Anteriore (modello di calcolo corpo 3)

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore $(1;1;-1)$



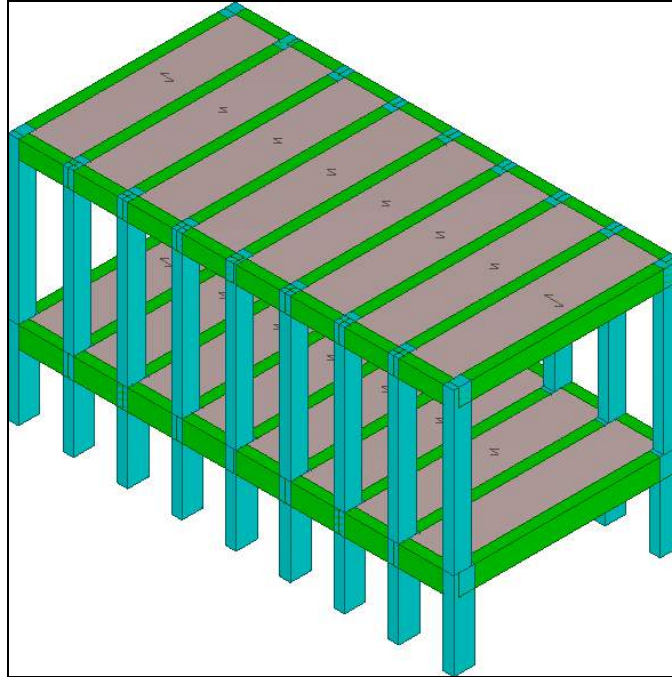
Vista posteriore (modello di calcolo corpo 3)

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore $(-1;-1;-1)$



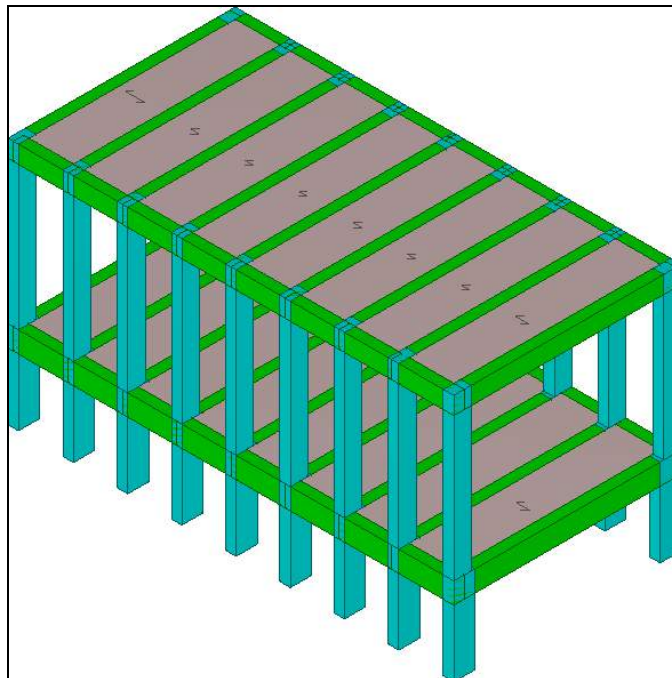
Vista Anteriore (modello di calcolo corpo 4)

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore $(1;1;-1)$



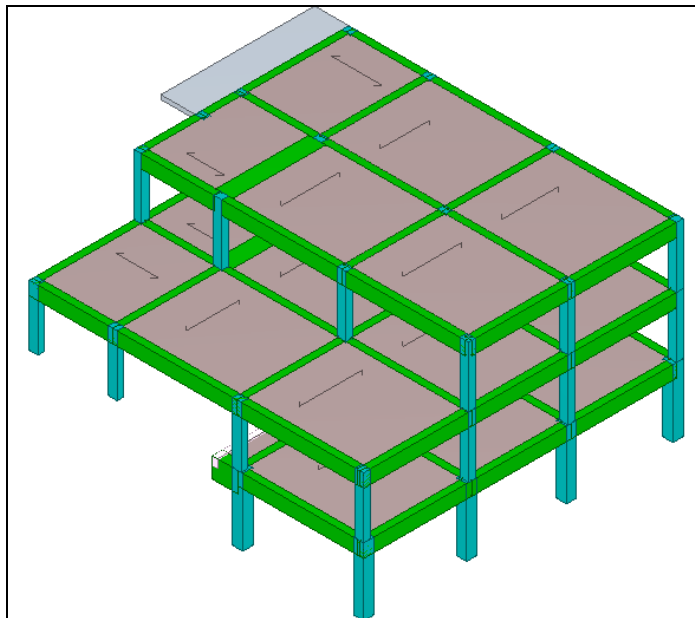
Vista posteriore (modello di calcolo corpo 4)

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore $(-1;-1;-1)$



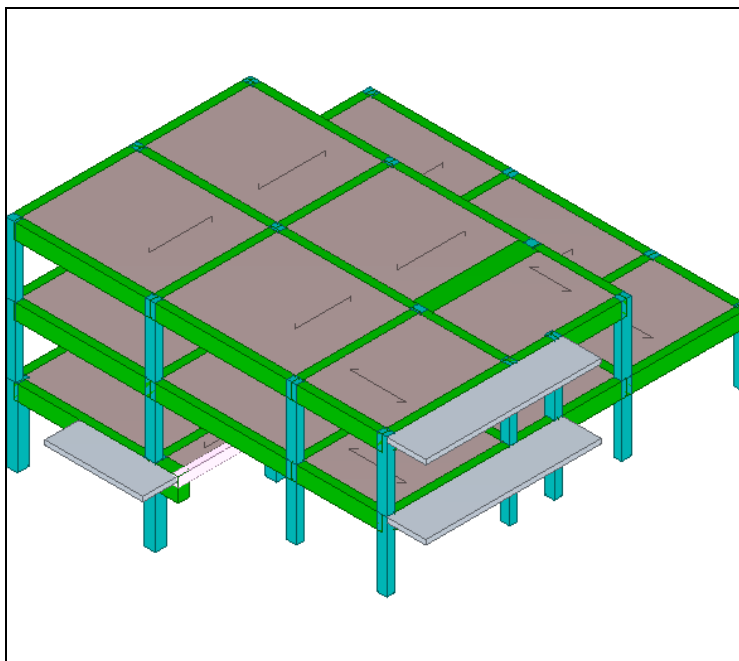
Vista Anteriore (modello di calcolo corpo 5)

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (1;1;-1)



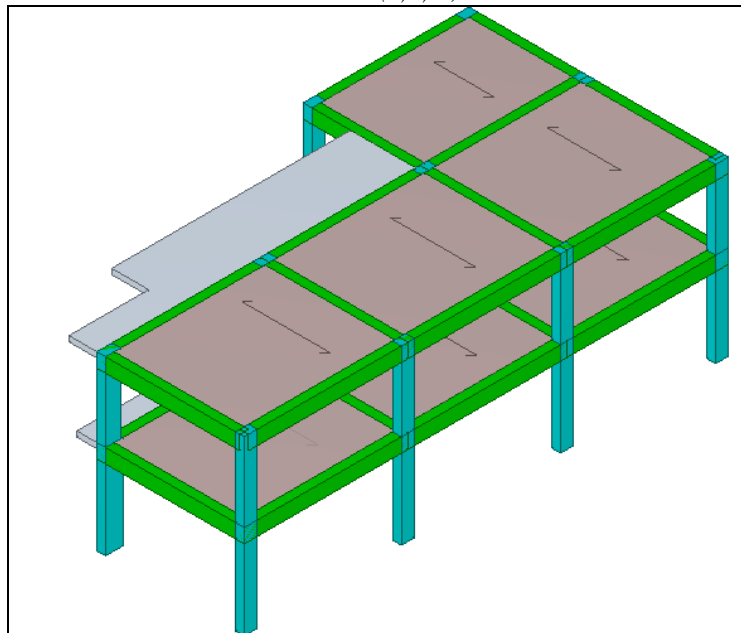
Vista posteriore (modello di calcolo corpo 5)

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (-1;-1;-1)



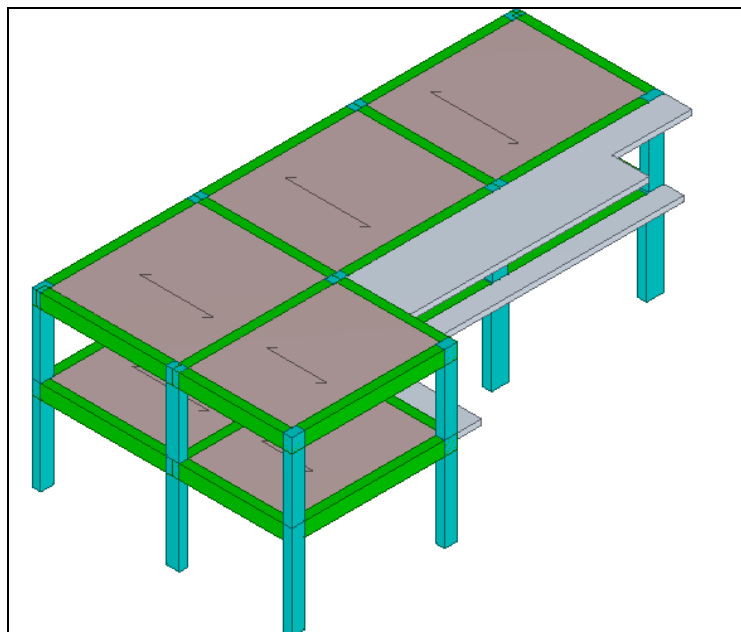
Vista Anteriore (modello di calcolo corpo 6)

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore $(1;1;-1)$



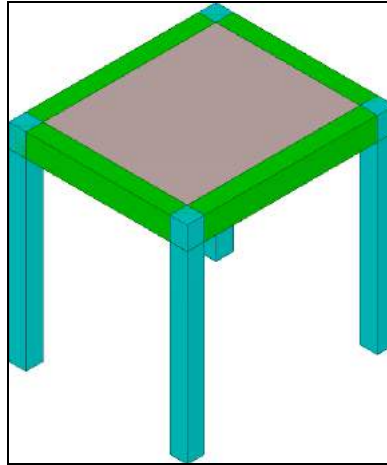
Vista posteriore (modello di calcolo corpo 6)

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore $(-1;-1;-1)$



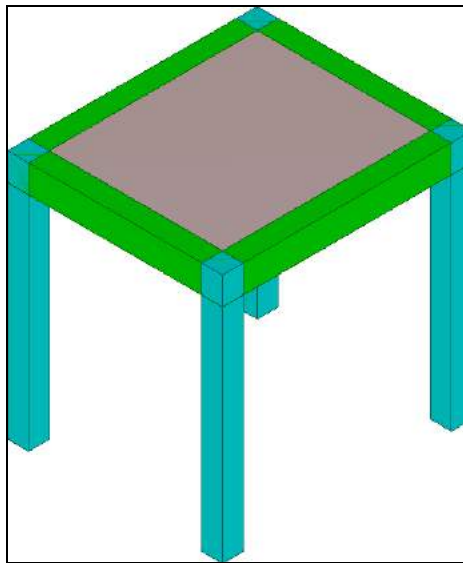
Vista Anteriore (modello di calcolo corpo 6 bis)

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore $(1;1;-1)$

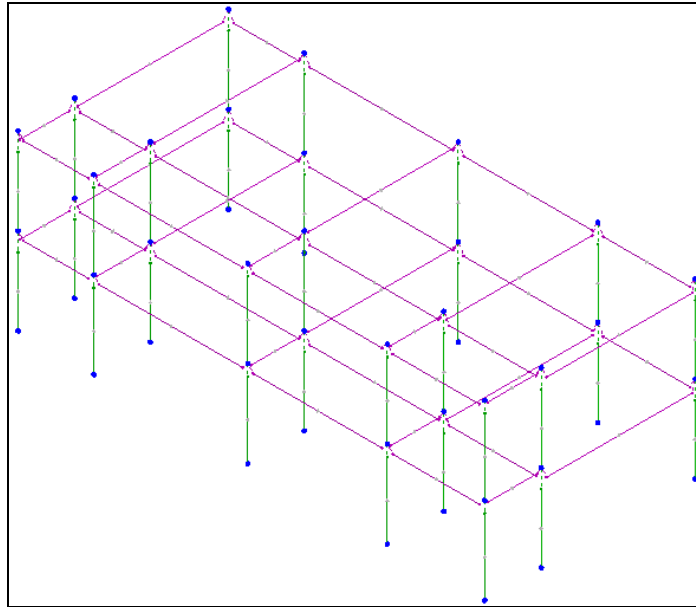


Vista posteriore (modello di calcolo corpo 6 bis)

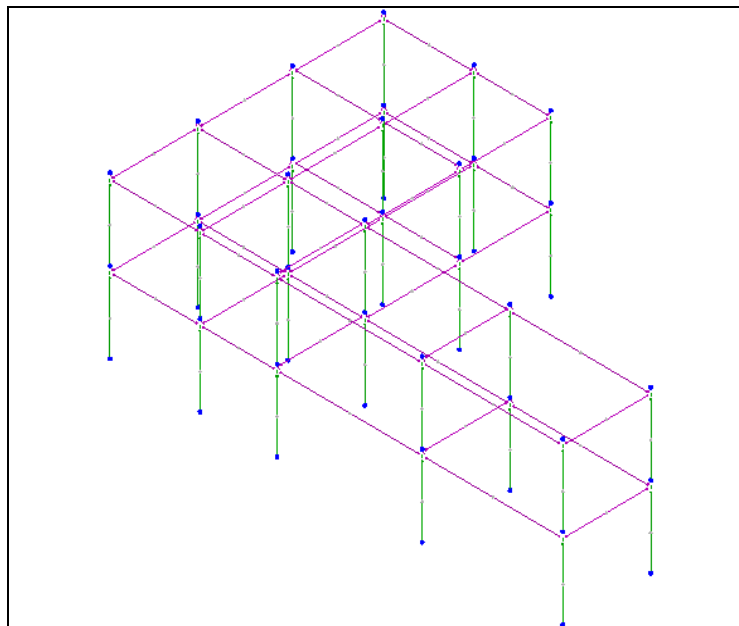
La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore $(-1;-1;-1)$



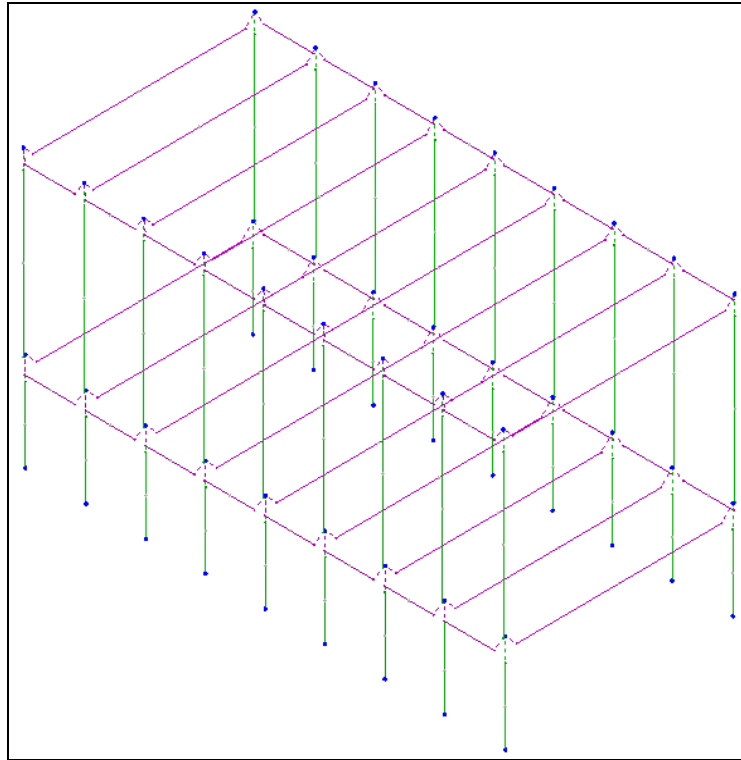
Mesh agli elementi finiti corpo 2



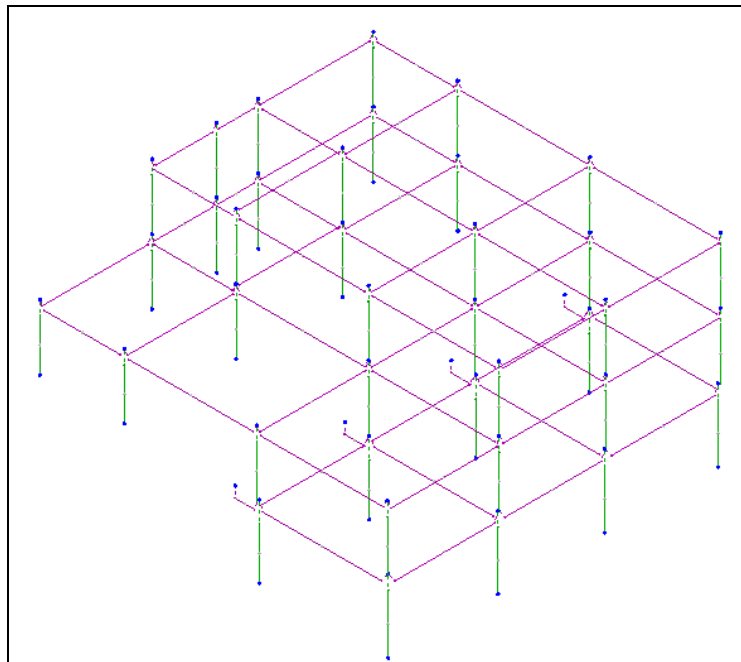
Mesh agli elementi finiti corpo 3



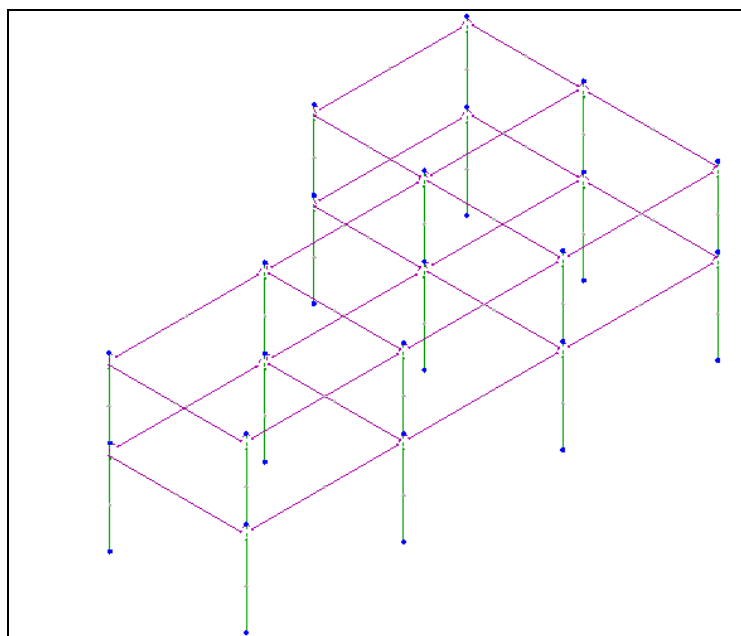
Mesh agli elementi finiti corpo 4



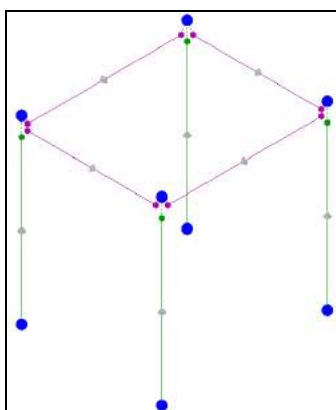
Mesh agli elementi finiti corpo 5



Mesh agli elementi finiti corpo 6



Mesh agli elementi finiti corpo 6 bis



Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo".

Dalle illustrazioni riportate nei paragrafi precedenti, si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle

estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

Per gli elementi monodimensionali (beam) in c.a., il comportamento non lineare del materiale è schematizzato con un modello a **plasticità diffusa**, utilizzando una modellazione a fibre per descrivere il comportamento flessionale mentre, per descrivere il comportamento tangenziale (taglio e torsione) vengono definiti dei diagrammi forza-spostamento per il taglio e momento-rotazione per la torsione.

9.2 Normativa di riferimento

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

9.3 Materiali e resistenze di calcolo

Si riportano di seguito le specifiche dei materiali introdotte nelle analisi svolte e le relative resistenze di calcolo.

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato															
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	N	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
CLS prelievi - (CLS IN OPERA)															
001	25 000	0,000010	30 200	12 583	60	F	-	22,71	1,00	1,50	10,47	0,83	2,12	15	002

LEGENDA:

- N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- γ_k Peso specifico.
- α_{T, i} Coefficiente di dilatazione termica.
- E Modulo elastico normale.
- G Modulo elastico tangenziale.
- C_{Erid} Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E_{sisma} = E·C_{Erid}].
- Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- R_{ck} Resistenza caratteristica cubica.
- R_{cm} Resistenza media cubica.
- %R_{ck} Percentuale di riduzione della R_{ck}
- γ_c Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
- f_{cd} Resistenza di calcolo a compressione.
- f_{ctd} Resistenza di calcolo a trazione.
- f_{cfm} Resistenza media a trazione per flessione.
- n Ac Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO (tondini)

Caratteristiche acciaio															
N_{id}	γ_k	$\alpha_{T,i}$	E	G	Stz	$f_{yk,1}/f_{yk,2}$	$f_{tk,1}/f_{tk,2}$	$f_{yd,1}/f_{yd,2}$	f_{td}	γ_s	γ_{M1}	γ_{M2}	$\gamma_{M3,SLV}$	$\gamma_{M3,SLE}$	γ_{M7} NCnt Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]						
Feb44k in opera - (Feb44k)															
002	78	0,000010	210 000	80 769	F	440,00	-	318,84	-	1,15	-	-	-	-	-
	500					-		-							

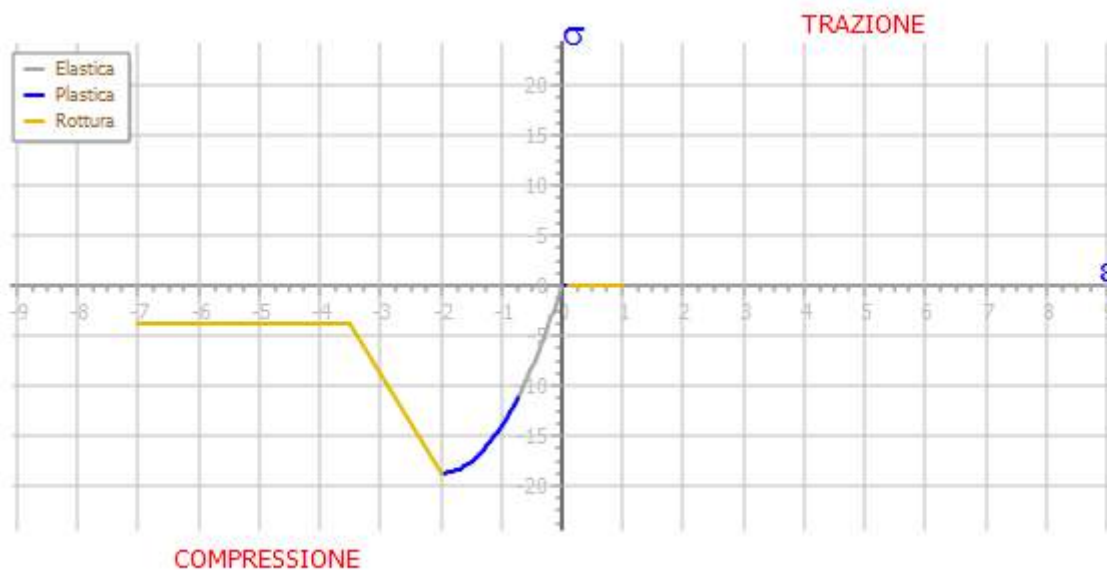
LEGENDA:

- N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- γ_k Peso specifico.
- $\alpha_{T,i}$ Coefficiente di dilatazione termica.
- E Modulo elastico normale.
- G Modulo elastico tangenziale.
- Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- $f_{tk,1}$ Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con $t \leq 40$ mm).
- $f_{tk,2}$ Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).
- f_{td} Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
- γ_s Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
- γ_{M1} Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
- γ_{M2} Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
- $\gamma_{M3,SLV}$ Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
- $\gamma_{M3,SLE}$ Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
- γ_{M7} Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
- $f_{yk,1}$ Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con $t \leq 40$ mm).
- $f_{yk,2}$ Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).
- $f_{yd,1}$ Resistenza di calcolo (per profili con $t \leq 40$ mm).
- $f_{yd,2}$ Resistenza di calcolo (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).
- NOTE** [-] = Parametro non significativo per il materiale.

MATERIALI CARATTERISTICHE NON LINEARI

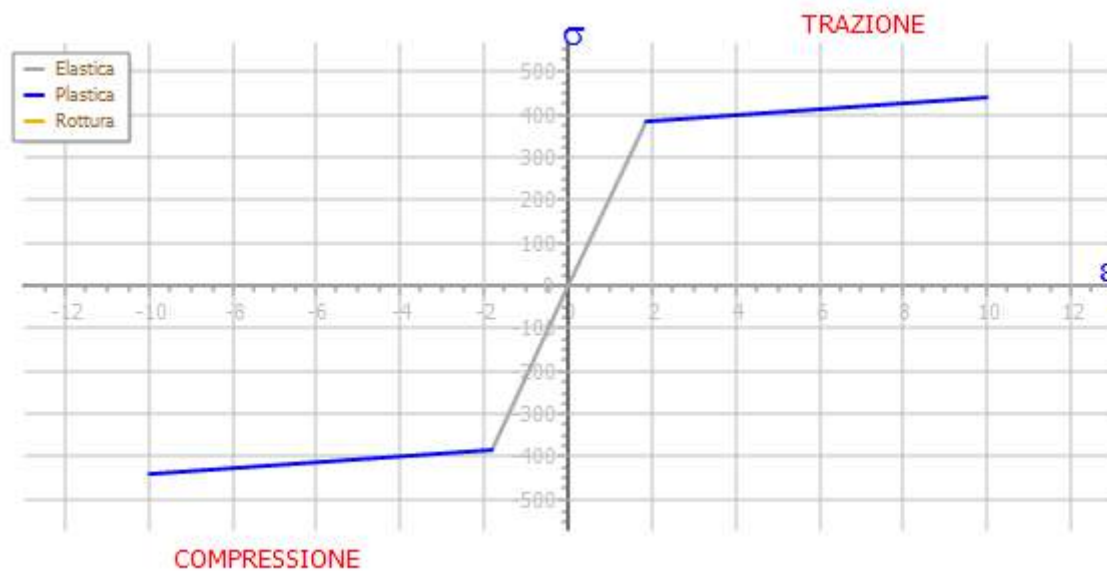
Materiali Caratteristiche non lineari

N_{id}	Fase Elastica				Fase Plastica				Punto di Rottura			
	σ_{Cmp}	ϵ_{Cmp}	σ_{Trz}	ϵ_{Trz}	σ_{Cmp}	ϵ_{Cmp}	σ_{Trz}	ϵ_{Trz}	σ_{Cmp}	ϵ_{Cmp}	σ_{Trz}	ϵ_{Trz}
	[N/mm ²]	[‰]	[N/mm ²]	[‰]	[N/mm ²]	[‰]	[N/mm ²]	[‰]	[N/mm ²]	[‰]	[N/mm ²]	[‰]
ClS prelievi - (CLS IN OPERA)												
001	11,31	0,37	0,00	0,00	18,85	2,00	0,00	0,10	3,77	3,50	0,00	1,00



Feb44k in opera - (Feb44k)

002	382,61	1,82	382,61	1,86	440,00	10,00	440,00	10,00	440,00	10,00	440,00	10,00
-----	--------	------	--------	------	--------	-------	--------	-------	--------	-------	--------	-------



Materiali Caratteristiche non lineari

N_{id}	Fase Elastica				Fase Plastica				Punto di Rottura			
	σ_{Cmp}	ϵ_{Cmp}	σ_{Trz}	ϵ_{Trz}	σ_{Cmp}	ϵ_{Cmp}	σ_{Trz}	ϵ_{Trz}	σ_{Cmp}	ϵ_{Cmp}	σ_{Trz}	ϵ_{Trz}
	[N/mm ²]	[‰]	[N/mm ²]	[‰]	[N/mm ²]	[‰]	[N/mm ²]	[‰]	[N/mm ²]	[‰]	[N/mm ²]	[‰]

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.

σ_{Cmp} Tensione massima per Compressione.

ϵ_{Cmp} Deformazione relativa alla tensione massima per compressione.

σ_{Trz} Tensione massima per Trazione.

ϵ_{Trz} Deformazione relativa alla tensione massima per trazione.

TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali

Materiale	SL	Tensione di verifica	$\sigma_{d,amm}$
			[N/mm ²]
Cls prelievi	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	9,42
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	7,07
Feb44k in opera	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	293,33

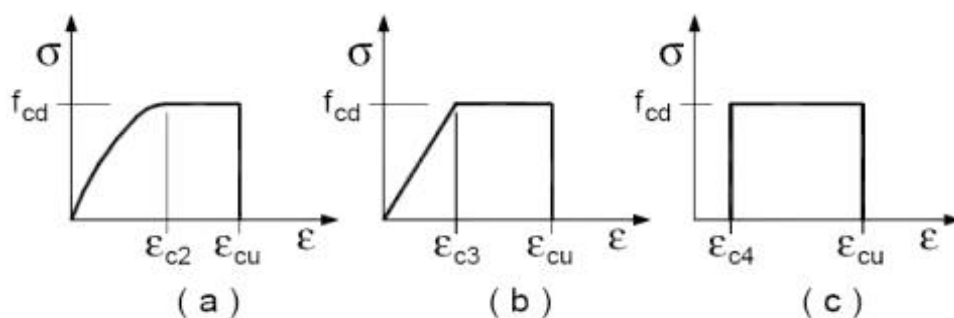
LEGENDA:

SL Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.

$\sigma_{d,amm}$ Tensione ammissibile per la verifica.

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei "Tabulati di calcolo", nella relativa sezione.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



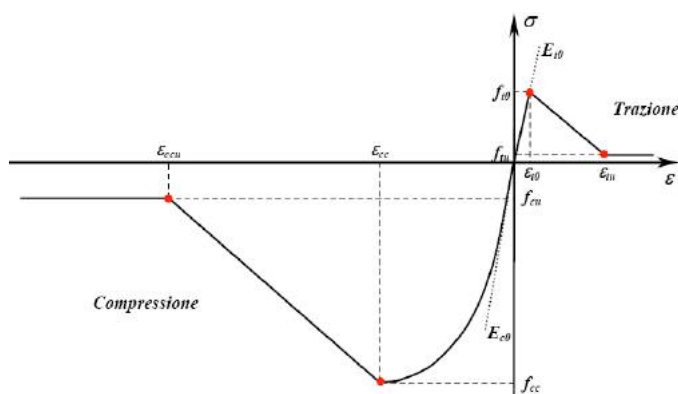
Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

I valori di deformazione assunti sono:

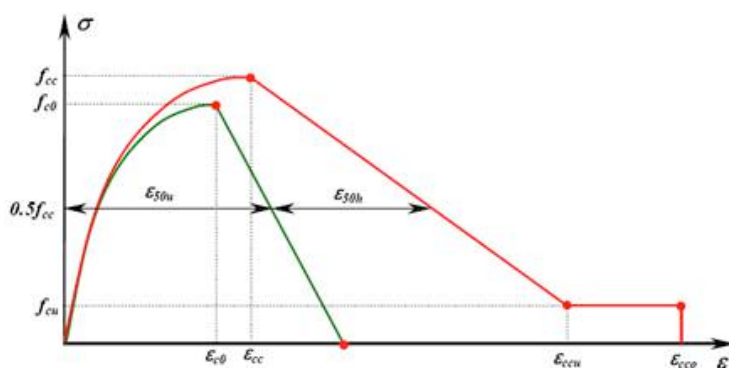
$$\varepsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035.$$

Il comportamento non lineare del materiale calcestruzzo è definito attraverso una curva analitica uniassiale deformazioni-sforzi (ε - σ) comprendente sia la parte di compressione che quella di trazione. Nella schematizzazione a fibre della sezione, questo tipo di comportamento è utilizzato per simulare il comportamento a pressoflessione del calcestruzzo. Nella figura seguente è rappresentata una delle possibili curve uniassiali.



» possibile portare in conto anche l'effetto di confinamento causato dall'armatura trasversale (staffe). La figura seguente mostra la relazione tipica tra la curva del calcestruzzo non confinato (verde) e confinato (rosso).



Le espressioni analitiche dei tratti in compressione sono riassunte di seguito. Il valore di E_{c0} è assegnato esplicitamente ed è pari al modulo elastico del calcestruzzo.

Il modello parametrico del materiale permette di assegnare esplicitamente sia la curva del calcestruzzo non confinato sia di quello confinato, attribuendo gli opportuni valori alle coordinate dei punti $(\epsilon_{cc}; f_{cc})$ e $(\epsilon_{cu}; f_{cu})$.

Tratto			
crescente ($\epsilon < \epsilon_{cc}$)	decrescente ($\epsilon_{cc} \leq \epsilon < \epsilon_{ccu}$)	costante ($\epsilon_{ccu} \leq \epsilon < \epsilon_{cco}$)	nullo ($\epsilon \geq \epsilon_{cco}$)
$\sigma = E_{c0} \cdot \epsilon \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right]$ $n = \frac{E_{c0}}{E_{c0} - \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}}}$	$\sigma = f_{cc} + E_{cd} \cdot (\epsilon - \epsilon_{cc})$ $E_{cd} = \frac{f_{cu} - f_{cc}}{\epsilon_{ccu} - \epsilon_{cc}}$	$\sigma = f_{cu}$	$\sigma = 0$

A seconda della quantità e geometria dell'armatura trasversale di contenimento la resistenza a compressione f_{cc} e la corrispondente deformazione ϵ_{cc} subiscono un incremento rispetto ai valori f_{c0} e ϵ_{c0} . Tale incremento è minore nel calcestruzzo ad alta resistenza. Risultano inoltre incrementate le caratteristiche di duttilità, evidenziate da una minore pendenza del tratto discendente. Convenzionalmente la pendenza del tratto post-picco è di solito determinata in riferimento alla

deformazione ε_{50u} del materiale non confinato e all'incremento di deformazione ε_{50h} del materiale confinato in corrispondenza del 50% della resistenza di picco.

I valori f_{cc} , ε_{cc} possono essere ottenuti applicando un coefficiente di amplificazione K ai valori f_{c0} , ε_{c0} :

$$f_{cc} = K \cdot f_{c0}$$

$$\varepsilon_{cc} = K \sum \varepsilon_{c0}$$

$$K = 1 + \rho_s \cdot f_{yh} / f_{c0}$$

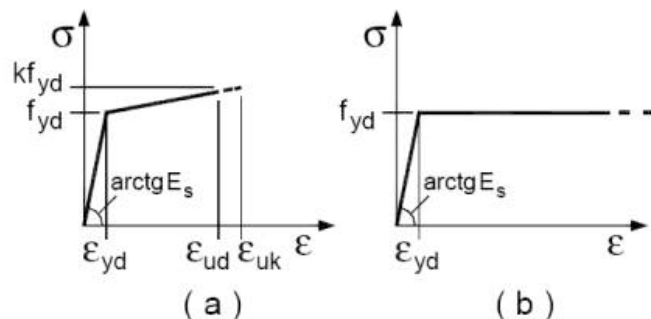
dove ρ_s è il rapporto tra il volume di una staffa e il volume di calcestruzzo da essa racchiuso, misurato sulla superficie esterna della staffa, e f_{yh} è la resistenza a snervamento della staffa. Per il calcestruzzo non confinato risulta $\rho_s=0$, per cui $K=1$ e $f_{cc}=f_{c0}$ e $\varepsilon_{cc}=\varepsilon_{c0}$. Per quanto riguarda invece la deformazione ε_{c0} , per essa è di solito assunto il valore 0,002 per qualunque tipo di calcestruzzo.

Di solito al calcestruzzo non confinato si attribuisce una resistenza residua nulla ($f_{cu}=0$), come rappresentato in figura. Nel caso di calcestruzzo confinato si assegna invece di norma una resistenza residua non nulla (valore tipico: $f_{cu}=0,2 \cdot f_{cc}$). Il software, a vantaggio di sicurezza, assegna, comunque, anche per un calcestruzzo confinato una resistenza residua nulla.

Il parametro $\varepsilon_{cc0}/\varepsilon_{cc}$ consente di definire il valore di *cutoff* ε_{cc0} di deformazione. Per default, assegnando $\varepsilon_{cc0}/\varepsilon_{cc}=0$ il materiale conserva la resistenza residua f_{cu} per qualunque valore $\varepsilon \geq \varepsilon_{ccu}$. Viceversa, se $\varepsilon \geq \varepsilon_{cc0}$ la resistenza residua è soppressa. Ad esempio, se $\varepsilon_{cc}=0$ e $\varepsilon_{cc0}/\varepsilon_{cc}=10$ il calcestruzzo (supposto ovviamente confinato) non collabora a compressione per deformazioni maggiori o uguali al 2%.

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).

La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume



pari a 1,15.



Il comportamento non lineare del materiale acciaio per cemento armato, nel caso di sezione schematizzata a fibre, è definito attraverso una curva bilineare uniassiale deformazioni-sforzi (ϵ - σ) simmetrica per trazione e compressione.

Per il calcolo della capacità di **elementi/meccanismi duttili** o **fragili** si impiegano le proprietà dei materiali esistenti (resistenze medie ottenute dalle prove in situ e da informazioni aggiuntive) divise per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Per il calcolo della capacità di resistenza degli **elementi fragili primari**, le resistenze dei materiali (resistenze medie ottenute dalle prove in situ e da informazioni aggiuntive) si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.

Il comportamento non lineare dell'eventuale materiale betoncino armato è definito attraverso una curva analitica uniassiale deformazioni-sforzi (ϵ - σ) comprendente la sola parte a compressione.

Il comportamento non lineare dell'eventuale materiale composito fibrorinforzato è definito attraverso una curva analitica uniassiale deformazioni-sforzi (ϵ - σ) comprendente la sola parte a trazione.

9.4 Analisi dei carichi

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 17 Gennaio 2018** "Norme tecniche per le Costruzioni". In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del suddetto D.M., per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI Corpo 2

Analisi carichi

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
001	S	Tompagni laterizi esistenti	Carico Permanente	Peso proprio desunto dai tabulati di calcolo originari	2 400	Intonaco interno, intonaco esterno, isolante poliuretano espanso	740		0	0
002	S	Solaio esistente intermedio S=20+5 Cat.C1 Scuole	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	4 000	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2 360	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3 000	0
003	S	Solaio esistente S=20+5 Cat.H Coperture non acc.	Coperture accessibili solo per manutenzione	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	4 000	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1 360	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	432

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale.

SA Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

ANALISI CARICHI Corpo 3

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Analisi carichi						
				Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
001	S	Tompagni laterizi esistenti	Carico Permanente	Peso proprio desunto dai tabulati di calcolo originari	2 400	Intonaco interno, intonaco esterno, isolante poliuretano espanso	740		0	0
002	S	Solaio esistente intermedio S=16+5 Cat.C3 Palestre	Locali Pubblici	Solaio in latero-cemento gettato in operai spessore 21 cm (16+5)	3 000	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2 360	Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie (Cat. C3 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	5 000	0
003	S	Solaio esistente S=16+5 Cat.H Coperture non acc. (corpo 3 spogliatoi)	Coperture accessibili solo per manutenzion e	Solaio in latero-cemento gettato in operai spessore 21 cm (16+5)	3 000	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1 360	Scuole, caffè, ristoranti (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3 000	432

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

ANALISI CARICHI Corpo 4

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Analisi carichi						
				Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
001	S	Tompagni laterizi esistenti	Carico Permanente	Peso proprio desunto dai tabulati di calcolo originari	2 400	Intonaco interno, intonaco esterno, isolante poliuretano espanso	740		0	0
002	S	Solaio esistente intermedio S=16+5 Cat.C3 Palestre	Locali Pubblici	Solaio in latero-cemento gettato in operai spessore 21 cm (16+5)	3 000	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2 360	Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie (Cat. C3 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	5 000	0
003	S	Solaio esistente S=16+4 Cat.H Coperture non acc. (corpo 4 palestra)	Coperture accessibili solo per manutenzion	Solaio in latero-cemento gettato in operai spessore 20 cm (16+4)	2 750	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1 360	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	432

Analisi carichi										
N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
			e							[N/m ²]

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

ANALISI CARICHI Corpo 5

Analisi carichi										
N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale	Carico	
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	Neve
										[N/m²]
001	S	Tompagni laterizi esistenti	Carico Permanente	Peso proprio desunto dai tabulati di calcolo originari	2 400	Intonaco interno, intonaco esterno, isolante poliuretano espanso	740		0	0
002	S	Solaio esistente intermedio S=20+5 Cat.C1 Scuole	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	4 000	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2 360	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3 000	0
003	S	Solaio esistente S=20+5 Cat.H Coperture non acc.	Coperture accessibili solo per manutenzione e	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	4 000	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1 360	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	432
004	S	Soletta piena a sbalzo (25 cm)	Scale, balconi, ballatoi (Cat. C)	Peso proprio spessore 25 cm	6 250	Pavimento, sottofondo e intonaco inferiore	1 360	Balconi, ballatoi e scale comuni (Cat. C – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	4 000	0
005	S	Sbalzi esistenti in laterizio spessore 25 copertura non praticabile	Coperture accessibili solo per manutenzione e	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	4 000	Pavimento, sottofondo e intonaco inferiore	1 360	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	432
006	S	Sbalzi esistenti in laterizio spessore 25 (CAT. C)	Scale, balconi, ballatoi (Cat. C)	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	4 000	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2 360	Balconi, ballatoi e scale comuni di abitazioni (Cat. C – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	4 000	0

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

ANALISI CARICHI Corpo 6

Analisi carichi									
N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale	
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA
									Carico Neve [N/m ²]
001	S	Tompagni laterizi esistenti	Carico Permanente	Peso proprio desunto dai tabulati di calcolo originari	2 400	Intonaco interno, intonaco esterno, isolante poliuretano espanso	740		0
002	S	Solaio esistente intermedio S=20+5 Cat.C1 Scuole	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	4 000	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2 360	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3 000
003	S	Solaio esistente S=20+5 Cat.H Coperture non acc.	Coperture accessibili solo per manutenzione e	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	4 000	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1 360	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500
004	S	Sbalzi esistenti in laterizio spessore 25 copertura non praticabile	Coperture accessibili solo per manutenzione e	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	4 000	Pavimento, sottofondo e intonaco inferiore	1 360	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500
005	S	Sbalzi esistenti in laterizio spessore 25 (CAT. C)	Scale, balconi, ballatoi (Cat. C)	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	4 000	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2 360	Balconi, ballatoi e scale comuni di abitazioni (Cat. C – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	4 000

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

ANALISI CARICHI Corpo 6 bis

Analisi carichi									
N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale	
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA
									Carico Neve [N/m ²]
001	S	Solaio esistente S=16+5 Cat.H Coperture non acc. (corpo 3 spogliatoi)	Coperture accessibili solo per manutenzione e	Solaio in latero-cemento gettato in operai spessore 21 cm (16+5)	3 000	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1 360	Scuole, caffè, ristoranti (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3 000

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

9.5 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

9.6 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D. per analisi dinamica lineare

L'azione è stata determinata ipotizzando per i vari corpi di fabbrica verificati una **Vita Nominale** pari a **50** ed una **Classe d'Uso** III.

Sulla scorta del risultato del sondaggio sismico eseguito sono stati determinati i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Parametri di pericolosità sismica								
Stato Limite	a_g/g	F_0	T_c^*	C_c	T_B	T_C	T_D	S_s
			[s]		[s]	[s]	[s]	
SLO	0.0470	2.496	0.253	1.45	0.122	0.367	1.788	1.20
SLD	0.0643	2.528	0.281	1.42	0.133	0.399	1.857	1.20
SLV	0.2539	2.325	0.442	1.30	0.191	0.573	2.616	1.16
SLC	0.3632	2.360	0.491	1.27	0.208	0.623	3.053	1.06

Si è inoltre assunto il Coefficiente di Amplificazione Topografica (ST) pari a 1.00.

Per i corpi 2 e 6, per i quali è stata condotta un'analisi dinamica lineare, sono stati determinati i seguenti valori:

Stato Limite di Danno (corpi 2 e 6)

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **1.00;**
 Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **1.00;**

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Verifica meccanismi "Duttile" (CORPO 2)

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **2.600;**
 Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **2.600 ;**

Verifica meccanismi "Duttile" (CORPO 6)

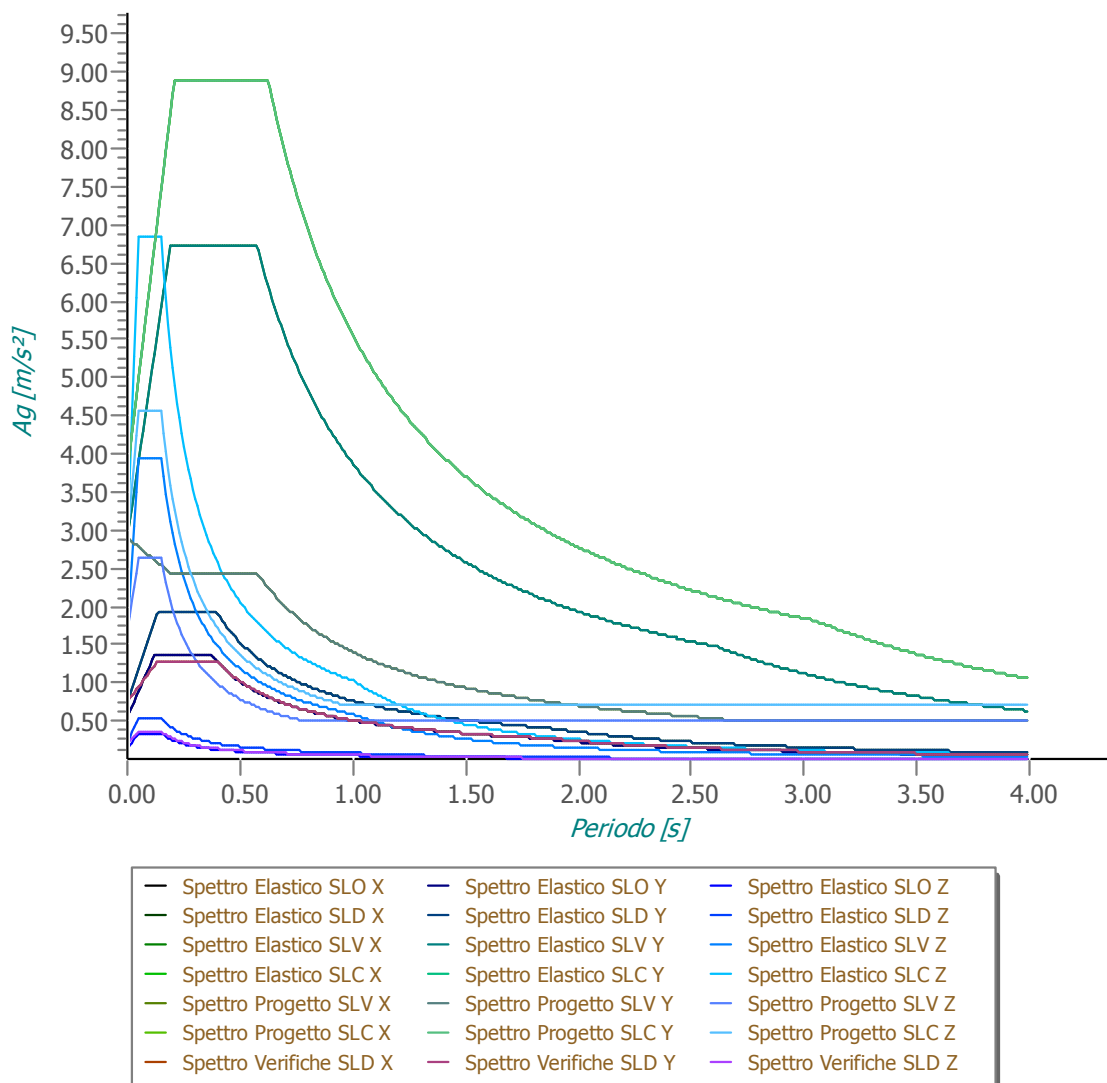
Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **2.760;**
 Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **2.760 ;**

Verifica meccanismi "Fragili" (corpi 2 e 6)

Il fattore di comportamento utilizzato per la verifica di tali meccanismi è pari a **1,50**.

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta



Limitatamente ai corpi 2 e 6 è stata condotta un'analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare. L'analisi dinamica lineare è stata integrata successivamente da un'analisi statica non lineare (pushover) limitatamente per i meccanismi fragili di rottura dei nodi non confinati.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (**15**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	100.0
salvaguardia della vita	Y	100.0
salvaguardia della vita	Z	100.0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} È il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si È tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_C;$$

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C.$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a $\pm 5\%$ della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

9.7 Analisi statica non lineare (PushOver)

Il calcolo è stato eseguito in analisi non lineare statica, ai sensi del § 7.3.4.2 del D.M. 2018, mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità assiali, taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; pareti, setti, muri, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento sia a piastra che a lastra.

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Il calcolo in analisi non lineare statica viene svolto secondo quanto dettagliato nei seguenti passi.

Passo 1

Definizione di un legame costitutivo non lineare per i materiali, come sopra esposto.

Passo 2

Definizione dei carichi agenti sulla struttura; tali carichi sono costituiti dai carichi verticali, combinati secondo le indicazioni del § 2.5.3, relazione [2.5.5], del D.M. 2018, e da una distribuzione di forze orizzontali come rappresentativa del sisma.

Passo 3

Definizione di un punto di controllo per l'analisi; tale punto di controllo può essere scelto automaticamente tra i nodi strutturali dell'ultimo piano, con le coordinate più prossime

(eventualmente coincidenti) a quelle del baricentro delle masse di tale impalcato, oppure manualmente dall'utente.

Passo 4

Soluzione del sistema tridimensionale dell'edificio soggetto ai carichi definiti al punto 2); tale soluzione viene perseguita per 4 direzioni del sisma (+X, -X, +Y e -Y) e per due distribuzioni di forze orizzontali, per un totale di 8 analisi non lineari statiche.

In particolare, devono essere scelte almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, una ricadente tra quelle del "Gruppo 1 (Distribuzioni Principali)", ed un'altra ricadente tra quelle del "Gruppo 2 (Distribuzioni Secondarie)", così come definite nella seguente tabella.

Gruppo 1 – Distribuzioni Principali	Gruppo 2 – Distribuzioni Secondarie
G _i -a) Distribuzione proporzionale alle forze dell'analisi lineare statica di cui al § 7.3.3.2 del D.M. 2018 ^a	G _i -a) Distribuzione di forze uniforme lungo l'altezza della costruzione
G _i -b) Distribuzione proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrazione, nella direzione considerata	G _i -b) Distribuzione di forze adattiva al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura
G _i -c) Distribuzione proporzionale alle forze di piano corrispondenti ai modi di vibrazione con partecipazione di massa complessiva almeno pari all'85% della massa sismica totale, nella direzione considerata ^a	G _i -c) Distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi
^a Nel caso di utilizzo della G _i -a) è obbligatorio l'utilizzo della G _i -a)	
^a La distribuzione G _i -c) è obbligatoria se il periodo fondamentale di vibrazione della struttura (T) è superiore a 1,3 T _c .	

Nella seguente tabella vengono illustrate le distribuzioni prescelte, nel rispetto della condizione di applicabilità seguente:

$$T_{1,x} < 1,3T_c$$

$$T_{1,y} < 1,3T_c$$

dove:

$T_{1,x}$ e $T_{1,y}$ sono i periodi principali di vibrazione nelle direzioni x ed y;

T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

Dir	Gruppo 1 – Distribuzioni Principali	Gruppo 2 – Distribuzioni Secondarie
-----	-------------------------------------	-------------------------------------

X	Distribuzione proporzionale alle forze dell'analisi lineare statica di cui al § 7.3.3.2 del D.M. 2018	Distribuzione proporzionale alle forze dell'analisi lineare statica di cui al § 7.3.3.2 del D.M. 2018
Y	Distribuzione proporzionale alle forze dell'analisi lineare statica di cui al § 7.3.3.2 del D.M. 2018	Distribuzione proporzionale alle forze dell'analisi lineare statica di cui al § 7.3.3.2 del D.M. 2018

Per le quattro direzioni considerate precedentemente e per ciascuna distribuzione di forze è possibile, inoltre:

- aggiungere i contributi delle eccentricità accidentali, traslando il centro di massa di ciascun orizzontamento di una quantità costante, e pari ad almeno il 5% della dimensione media dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione del sisma (cfr. § 7.2.6 D.M. 2018);
- calcolare la risposta del sistema considerando "unitariamente" gli effetti del sisma per il 100% nella direzione principale considerata, e per il 30% nella direzione perpendicolare (cfr. [7.3.10] D.M. 2018):

ovvero

dove E_x ed E_y indicano gli effetti del sisma nelle due direzioni. La seguente tabella sintetizza le analisi non lineari statiche ottenute.

N°	Descrizione	N°	Descrizione
1	$\left[+1,00(E_x + ecc_x) + 0,30(E_y) \right]_{G1}$	17	$\left[+1,00(E_x + ecc_x) + 0,30(E_y) \right]_{G2}$
2	$\left[+1,00(E_x + ecc_x) - 0,30(E_y) \right]_{G1}$	18	$\left[+1,00(E_x + ecc_x) - 0,30(E_y) \right]_{G2}$
3	$\left[+1,00(E_x - ecc_x) + 0,30(E_y) \right]_{G1}$	19	$\left[+1,00(E_x - ecc_x) + 0,30(E_y) \right]_{G2}$
4	$\left[+1,00(E_x - ecc_x) - 0,30(E_y) \right]_{G1}$	20	$\left[+1,00(E_x - ecc_x) - 0,30(E_y) \right]_{G2}$
5	$\left[-1,00(E_x + ecc_x) + 0,30(E_y) \right]_{G1}$	21	$\left[-1,00(E_x + ecc_x) + 0,30(E_y) \right]_{G2}$
6	$\left[-1,00(E_x + ecc_x) - 0,30(E_y) \right]_{G1}$	22	$\left[-1,00(E_x + ecc_x) - 0,30(E_y) \right]_{G2}$
7	$\left[-1,00(E_x - ecc_x) + 0,30(E_y) \right]_{G1}$	23	$\left[-1,00(E_x - ecc_x) + 0,30(E_y) \right]_{G2}$
8	$\left[-1,00(E_x - ecc_x) - 0,30(E_y) \right]_{G1}$	24	$\left[-1,00(E_x - ecc_x) - 0,30(E_y) \right]_{G2}$
9	$\left[+1,00(E_y + ecc_y) + 0,30(E_x) \right]_{G1}$	25	$\left[+1,00(E_y + ecc_y) + 0,30(E_x) \right]_{G2}$
10	$\left[+1,00(E_y + ecc_y) - 0,30(E_x) \right]_{G1}$	26	$\left[+1,00(E_y + ecc_y) - 0,30(E_x) \right]_{G2}$
11	$\left[+1,00(E_y - ecc_y) + 0,30(E_x) \right]_{G1}$	27	$\left[+1,00(E_y - ecc_y) + 0,30(E_x) \right]_{G2}$
12	$\left[+1,00(E_y - ecc_y) - 0,30(E_x) \right]_{G1}$	28	$\left[+1,00(E_y - ecc_y) - 0,30(E_x) \right]_{G2}$
13	$\left[-1,00(E_y + ecc_y) + 0,30(E_x) \right]_{G1}$	29	$\left[-1,00(E_y + ecc_y) + 0,30(E_x) \right]_{G2}$
14	$\left[-1,00(E_y + ecc_y) - 0,30(E_x) \right]_{G1}$	30	$\left[-1,00(E_y + ecc_y) - 0,30(E_x) \right]_{G2}$
15	$\left[-1,00(E_y - ecc_y) + 0,30(E_x) \right]_{G1}$	31	$\left[-1,00(E_y - ecc_y) + 0,30(E_x) \right]_{G2}$

16	$\left[-1,00(E_y - ecc_x) - 0,30(E_x)\right]_{G1}$	32	$\left[-1,00(E_y - ecc_x) - 0,30(E_x)\right]_{G2}$
----	--	----	--

Passo 5

Per ognuna delle varie analisi effettuate al punto 4 viene costruita la curva di capacità dell'edificio, mettendo in ascissa il taglio alla base (F_b), e sulle ordinate lo spostamento del punto di controllo (d_c); da tale curva sono ricavate le caratteristiche di un sistema a un grado di libertà equivalente (*sdof*, o "single degree of freedom"), ed in particolare la forza allo snervamento (F_y^*) e lo spostamento corrispondente, imponendo l'uguaglianza tra l'area sottesa dalla curva e la bilineare equivalente. Definite, quindi, la rigidità secante e la massa equivalente (m^*), si ricava il periodo del sistema ad un grado di libertà (T^*); con tale periodo sono calcolate le domande di spostamento allo SLU (SLV) e allo SLE (SLD), trasformate infine nelle domande del sistema reale, come dettagliato nel seguito. Per quanto esposto al punto 4) è stato necessario preventivamente effettuare un calcolo in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Al sistema strutturale sono stati applicati i carichi gravitazionali e, successivamente, delle forze orizzontali proporzionali alle forze d'inerzia in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione. Tali forze sono applicate per ciascuna delle direzioni considerate dell'azione sismica, ed hanno una risultante pari al taglio alla base F_b . Le forze applicate sono state scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento del punto di controllo (d_c), generalmente coincidente con il centro di massa dell'ultimo impalcato della costruzione, esclusi eventuali torrini. È inoltre possibile considerare punti di controllo alternativi in corrispondenza, ad esempio, con le estremità della pianta dell'ultimo impalcato, allorché ciò sia necessario a causa dell'accoppiamento tra traslazioni e rotazioni dell'impalcato. Il diagramma F_b - d_c così ottenuto costituisce la "curva di capacità" (o "curva di pushover") della struttura.

Per ciascuna delle analisi di pushover effettuate è stata ottenuta la curva di capacità del sistema reale F_b (tagliante alla base) vs. d_c (spostamento del punto di controllo). La verifica globale di sicurezza viene condotta con il "principio di uguali spostamenti" o "uguale energia", di cui al § C7.3.4.2 della Circolare 2019 del D.M. 2018, basata sui seguenti step:

- 1) calcolo della curva di capacità ideale del sistema *sdof* equivalente, scalando la curva di pushover del sistema reale:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}; \quad d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

dove Γ è il "fattore di partecipazione modale", funzione della direzione del sisma, della massa del sistema reale e della forma del modo di vibrazione principale del sistema reale;

- 2) calcolo della curva bilineare (elastica – perfettamente plastica) del sistema equivalente, caratterizzata da un tratto elastico con rigidezza k^* , forza di snervamento F_y^* e spostamento ultimo d_u^* . Quest'ultimo è calcolato imponendo l'uguaglianza delle aree sottese alla curva ideale del sistema *sdof* equivalente (ottenuta scalando la curva reale del sistema strutturale del fattore di partecipazione modale) e della curva bilineare ed imponendo una riduzione di resistenza $\leq 0,15F_{bu}^*$ (dove F_{bu}^* è il picco della curva di capacità reale del sistema *sdof* equivalente). Per ciascuna delle curve di capacità ottenuta, la verifica globale di sicurezza viene effettuata con il principio di uguali spostamenti o uguale energia:

$$d_{c,\max} = d_{e,\max}^* \Gamma \leq d_{c,u} = d_u^* \Gamma \quad \text{se: } T^* \geq T_c$$

$$d_{c,\max} = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[1 + \left(q^* - 1 \right) \frac{T_c}{T^*} \right] \Gamma \leq d_{c,u} = d_u^* \Gamma \quad \text{se: } T^* < T_c$$

dove:

- T^* è dato da (cfr. [C7.3.6] Circolare 02-02-2009 n. 617):

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

- $d_{e,\max}^*$ è lo spostamento elastico del sistema *sdof* equivalente (cfr. § 3.2.3.2 D.M. 2018):

$$d_{e,\max}^* = S_e(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2$$

essendo $S_e(T^*)$ l'accelerazione spettrale del sistema *sdof* in corrispondenza del periodo T^* ;

- q^* è il rapporto seguente:

$$q^* = \frac{m^* S_e(T^*)}{F_y^*}$$

Si noti che, nel caso in cui $q^* \leq 1$ si deve assumere sempre $d_{c,\max} = d_{e,\max}^* \Gamma$.

9.8 Azioni sulla struttura

I calcoli e le verifiche sono stati condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

9.9 Stato limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \sum Q_{K2} + \gamma_{Q3} \sum \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **50 combinazioni** per i corpi 2, 3, 4, le **114 combinazioni** per i corpi 5 e 6, le **22 combinazioni** per il corpo 6 bis sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "Tabulati di calcolo".

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \sum Q_{ki}$$

dove:

E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;

G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;

Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0
* "Da valutarsi caso per caso"	

9.10 Stato limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \sum Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

9.11 Stato limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j=1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i=1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j=1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j=1} G_{kj} + P + \sum_{i=1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente;

P_{kh} : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;

Q_{k1} : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile;

ψ_{0i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

ψ_{1i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0

Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

9.12 Azione della neve

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del par. 3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare 2019 n. 7. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al par. 2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. par. 3.4.1 D.M. 2018]:


$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in $[kN/m^2]$. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine (a_s) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

Valori di riferimento del carico della neve al suolo, q_{sk} (cfr. par. 3.4.2 D.M. 2018)

Zona	$a \leq 200$ m	$a > 200$ m
I – Alpina	$q_s = 1,50$ kN/m ²	$q_s = 1,39 [1+(a_s/728)]$ kN/m ²
I – Mediterranea	$q_s = 1,50$ kN/m ²	$q_s = 1,35 [1+(a_s/602)]$ kN/m ²
II	$q_s = 1,00$ kN/m ²	$q_s = 0,85 [1+(a_s/481)]$ kN/m ²
III	$q_s = 0,60$ kN/m ²	$q_s = 0,51 [1+(a_s/481)]$ kN/m ²

	<p><i>Zone di carico della neve</i></p> <p>I - Alpina: Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano - Cusio - Ossola, Vercelli, Vicenza</p> <p>I - Mediterranea: Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì - Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese</p> <p>II: Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta - Andria - Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona</p> <p>III: Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia - Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia - Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo</p>
<p>Mapa delle zone di carico della neve [cfr. Fig. 3.4.1 D.M. 2018].</p>	

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda (α) e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

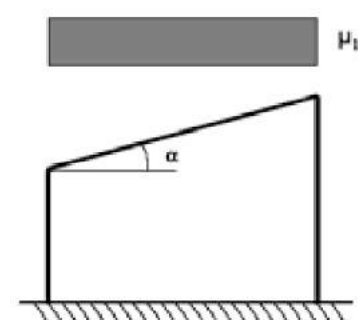
Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_e	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

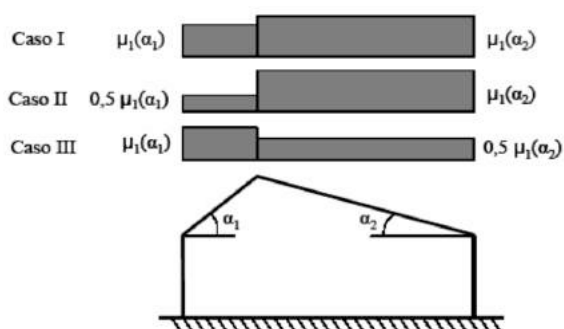
Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7)

Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, β	Coefficiente di forma, μ
per $\beta > 60^\circ$	$\mu_i = 0$
per $\beta \leq 60^\circ$	$\mu_i = 0.2 + 10 h / b \leq 2.0$

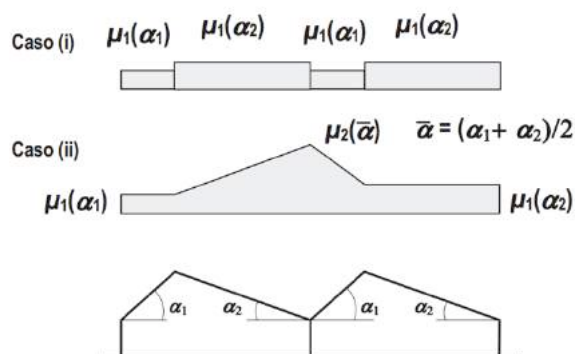
I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.



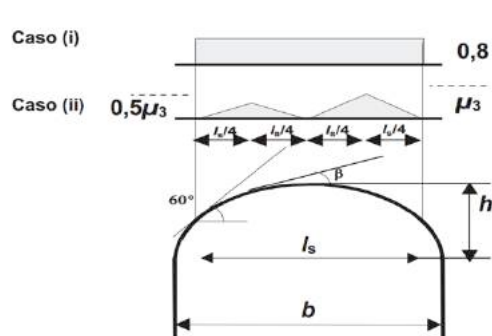
(a)



(b)



(c)



(d)

Coefficienti di forma e relative combinazioni di carico per la neve: (a) coperture ad una falda [cfr. 3.4.5.2 D.M. 2018], (b) coperture a due falde [cfr. 3.4.5.3 D.M. 2018], (c) coperture a più falde [cfr. C3.4.3.3 Circolare 2019 n. 7], (d) coperture cilindriche [cfr. C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7].

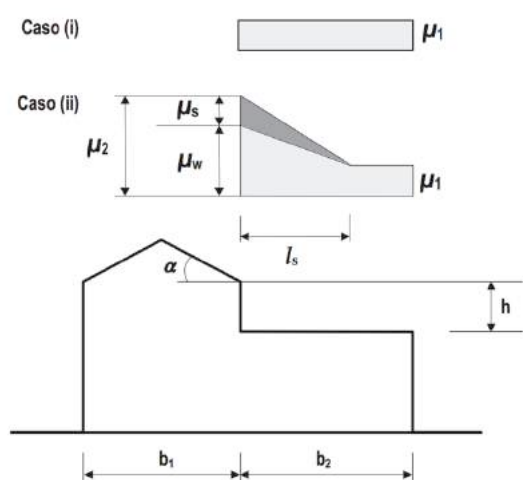
- C_E è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

Valori di C_E per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.I D.M. 2018)

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

- C_t è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

Nel caso di coperture adiacenti, si è proceduto alla stima di un carico da neve aggiuntivo dovuto a fenomeni di accumulo (cfr. par. 3.4.3.3.3 Circolare 2019 n. 7).



Coefficienti di forma per coperture adiacenti

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

$$\mu_s = 0 \text{ per } \alpha \leq 15^\circ$$

$$\mu_s = 0,5 \mu_{\text{sup}} \text{ per } \alpha > 15^\circ$$

dove:

μ_{sup} è il coefficiente valutato sulla copertura superiore

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2 h \leq \gamma h / q_{sk}$$

$\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$ è il peso specifico della neve $s = 2 h$

Inoltre, deve risultare comunque:

$$0,8 \leq \mu_w \leq 4,0$$

$$m \leq l_s \leq 15 \text{ m}$$

9.13 Risultanze delle verifiche svolte per soli carichi gravitazionali corpo 3

Preventivamente all'esecuzione delle verifiche di vulnerabilità sismica, è stata condotta un'analisi strutturale tenendo conto dei soli carichi verticali agenti sulla struttura (permanenti ed accidentali). Le azioni sono state determinate e combinate secondo le disposizioni del D.M. 17 Gennaio 2018.

Le verifiche condotte per soli carichi verticali ai sensi delle NTC 2018, a riscontro dell'assenza di quadri fessurativi riconducibili a deficienze strutturali, seppur con coefficienti di sicurezza prossimi all'unità, possono ritenersi positive.

9.14 Risultati dell'analisi statica non lineare condotta sul corpo 3

Si riportano di seguito i risultati significativi delle analisi e le considerazioni relative.

Le risultanze dei calcoli, nel caso di una analisi pushover, sono generalmente fortemente connesse alla concezione progettuale dell'organismo strutturale originario. La struttura oggetto di verifica è una struttura regolare in altezza con una distribuzione planimetrica a L.

La struttura risulta sostanzialmente rispettare i requisiti di applicazione di cui al par. 7.3.3.2 delle N.T.C. 2018 e pertanto si assume possa sostanzialmente soddisfare i requisiti generali di applicazione della Analisi Statica Non Lineare. Si riporta di seguito una sintesi dei dati relativi alla risposta dinamica della struttura in termini di massa eccitata (superiore al 75% in entrambe le direzioni).

Dir	M _{Str} [N-s ² /m]	M _{SLU} [N-s ² /m]	M _{Ecc.SLU} [N-s ² /m]	M _{SLD} [N-s ² /m]	M _{Ecc.SLD} [N-s ² /m]	%T.M _{Ecc} [%]	ΣV _{Ed.SLU} [N]
X	448 528	356 441	356 436	356 441	356 436	100,00	801 023
Y	448 528	356 441	356 437	356 441	356 437	100,00	801 023
Z	448 528	0	0	0	0	100,00	0

LEGENDA:

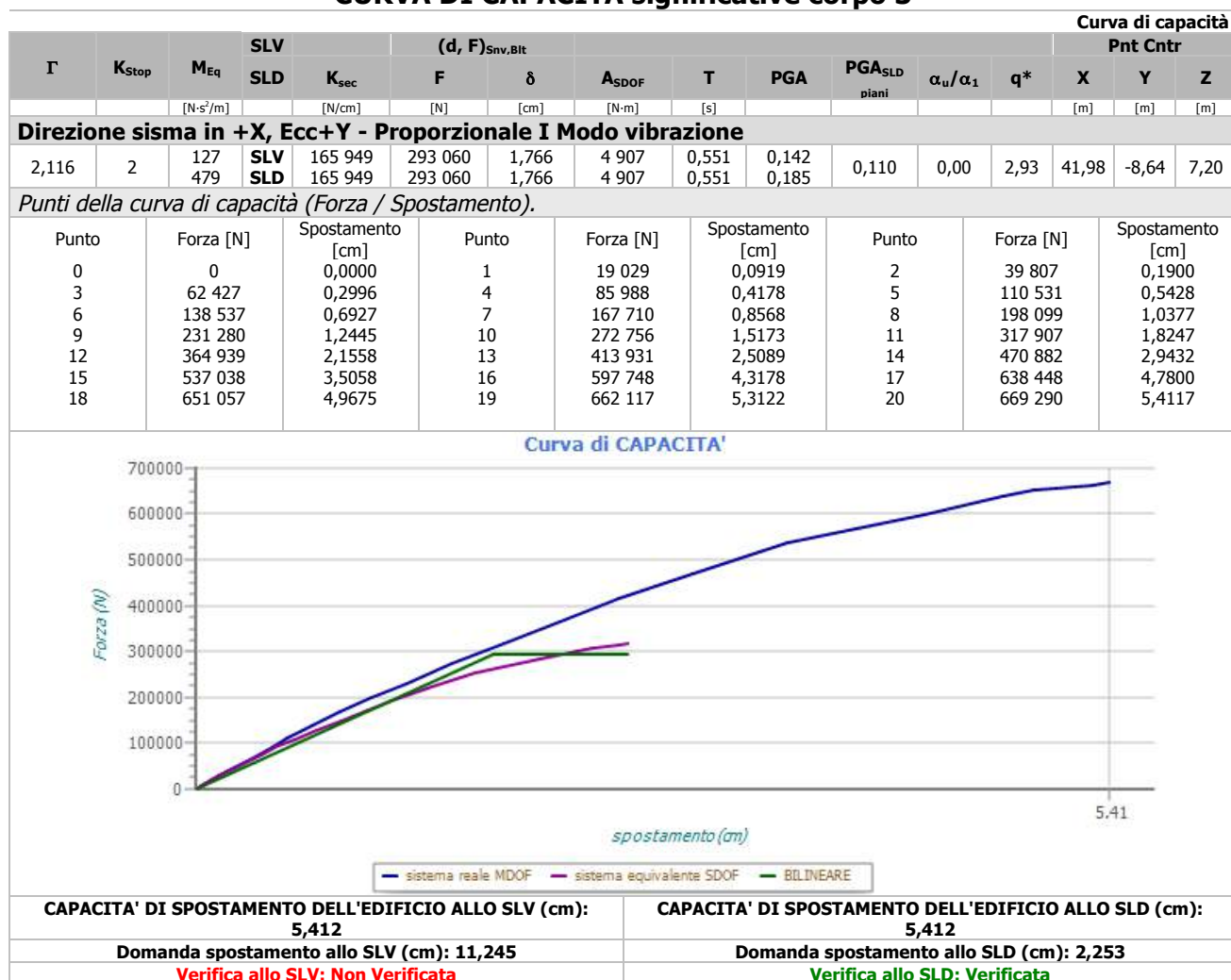
Dir	Direzione del sisma.
M_{Str}	Massa complessiva della struttura.
M_{SLU}	Massa eccitabile allo SLU.
M_{Ecc.SLU}	Massa Eccitata dal sisma allo SLU.
M_{SLD}	Massa eccitabile della struttura allo SLD, nelle direzioni X, Y, Z.
M_{Ecc.SLD}	Massa Eccitata dal sisma allo SLD.
%T.M_{Ecc}	Percentuale Totale di Masse Eccitate dal sisma.
ΣV_{Ed.SLU}	Tagliante totale, alla base, per sisma allo SLU.

Per quanto riguarda la definizione dei parametri sismici di normativa si è riscontrato, che in riferimento ai diversi stati Limite (SLO_{81%} ; SLD_{63%} , SLV_{10%}) , il fabbricato presenta valori delle

accelerazioni di danno (capacità) sistematicamente inferiori ai valori delle accelerazioni di domanda sia nella direzione Y-Y che nella direzione X-X.

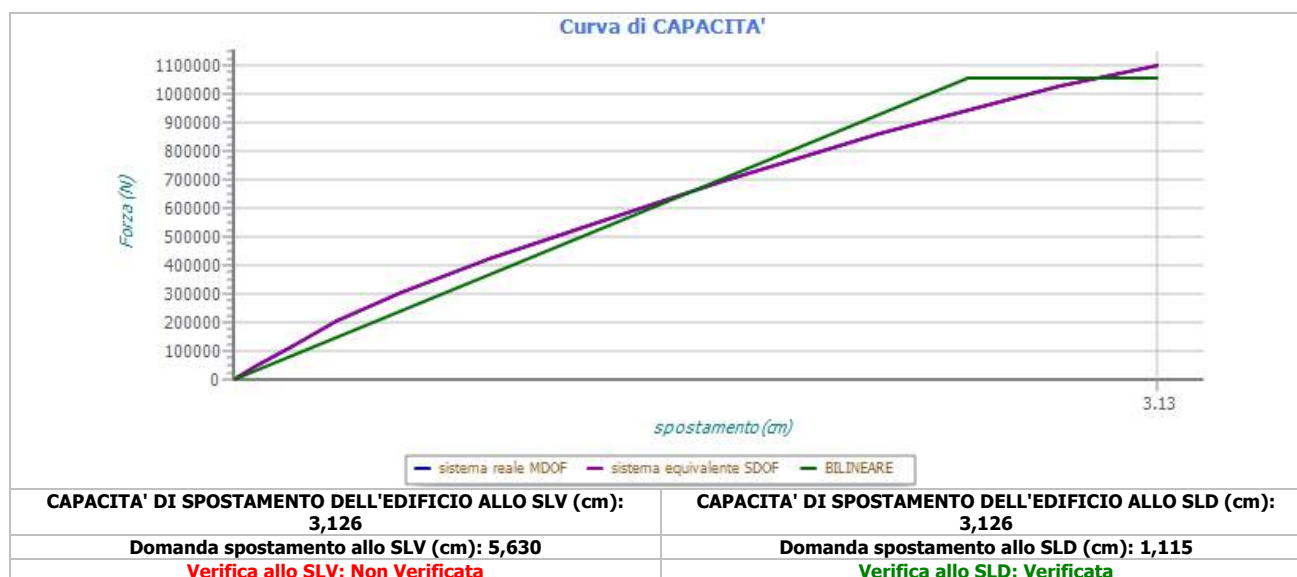
Rimandando ai tabulati di calcolo allegati al presente rapporto per i dettagli, si riportano di seguito i risultati ottenuti in termini di capacità di spostamento della struttura esaminata per alcune delle configurazioni di carico considerate (in totale 16).

CURVA DI CAPACITÀ significative corpo 3



Direzione sisma in +Y, Ecc+X - Proporzionale alle masse

Direzione sistema di Fz / Ecc X - Proporzionale alle masse															
3	356 441	SLV SLD	423 135 423 135	1 050 629 1 050 629	2,483 2,483	19 796 19 796	0,577 0,577	0,164 0,216	0,315	0,00	2,27	45,98	- 15,04	7,20	
Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).															
Punto	Forza [N]		Spostamento [cm]		Punto	Forza [N]		Spostamento [cm]		Punto	Forza [N]		Spostamento [cm]		
0	0		0,0000		1	44 722		0,0717		2	116 892		0,1959		
3	202 955		0,3491		4	305 896		0,5652		5	423 360		0,8627		
6	551 232		1,2291		7	690 854		1,6548		8	857 714		2,1820		
9	1 026 633		2 7945		10	1 097 764		3 1257							



Nella analisi dei meccanismi fragili si è accertato che le capacità resistenti vengono meno quasi immediatamente in conseguenza della estrema vulnerabilità della struttura per occorrenza di rotture per meccanismi fragili prevalentemente di trazione-compressione delle bielle di calcestruzzo nei nodi non confinati.

Tale circostanza è legata alla mancanza di staffe di confinamento nei nodi. Dall'analisi delle curve di capacità sopra riportate, si evince che la crisi della struttura per azione del sisma avviene quando la struttura si trova ancora in campo elastico e con modesti valori di taglio alla base e ridotte capacità di spostamento. Da quanto sopra descritto, è evidente che l'ipotetica rottura del nodo per mancato confinamento in presenza di un'azione sismica rappresenta una criticità rilevante in termini di vulnerabilità sismica, tanto che è proprio tale verifica che determina il valore dell'indicatore di rischio sismico più basso in assoluto, come sarà illustrato più avanti.

In termini di capacità di spostamento (individuata come "capacità globale") una delle condizioni più gravose è rappresentata dalla distribuzione principale con azione sismica in direzione +Y con eccentricità in direzione +X.

In tale condizione è soddisfatta la verifica di spostamento allo SLD (domanda di spostamento >> 1,115 cm, capacità di spostamento >> 3,126 cm) ma risulta non soddisfatta la verifica di

spostamento allo SLV (domanda di spostamento $\gg 5,630$ cm, capacità di spostamento $\gg 3,126$ cm).

Nelle figure seguenti vengono invece illustrate le mappature delle accelerazioni di collasso per i vari elementi strutturali e i relativi nodi non confinati.

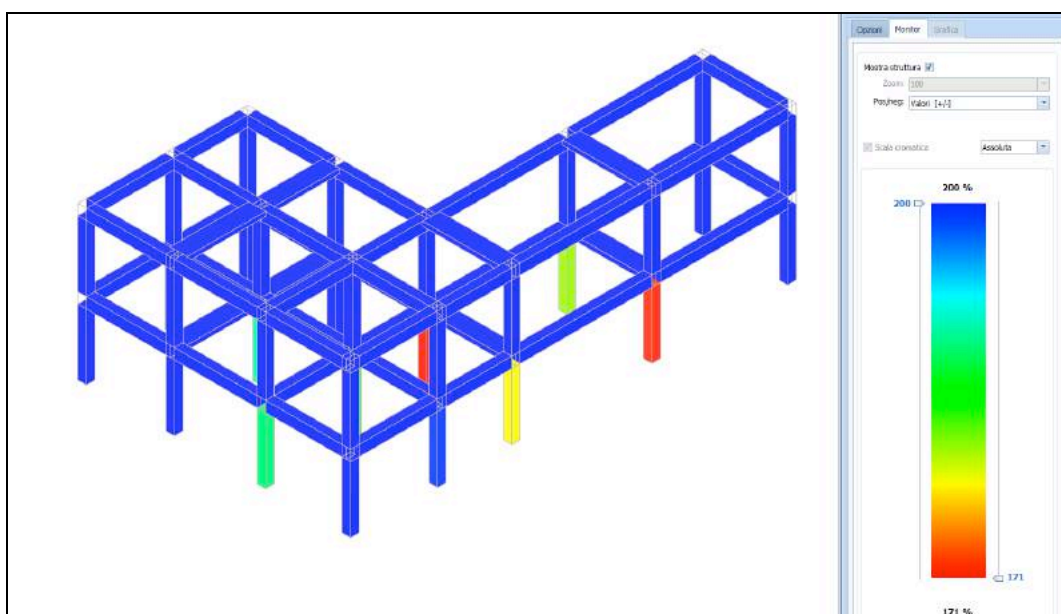


Fig. 104 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismo di rottura fragile (rotazione alla corda)

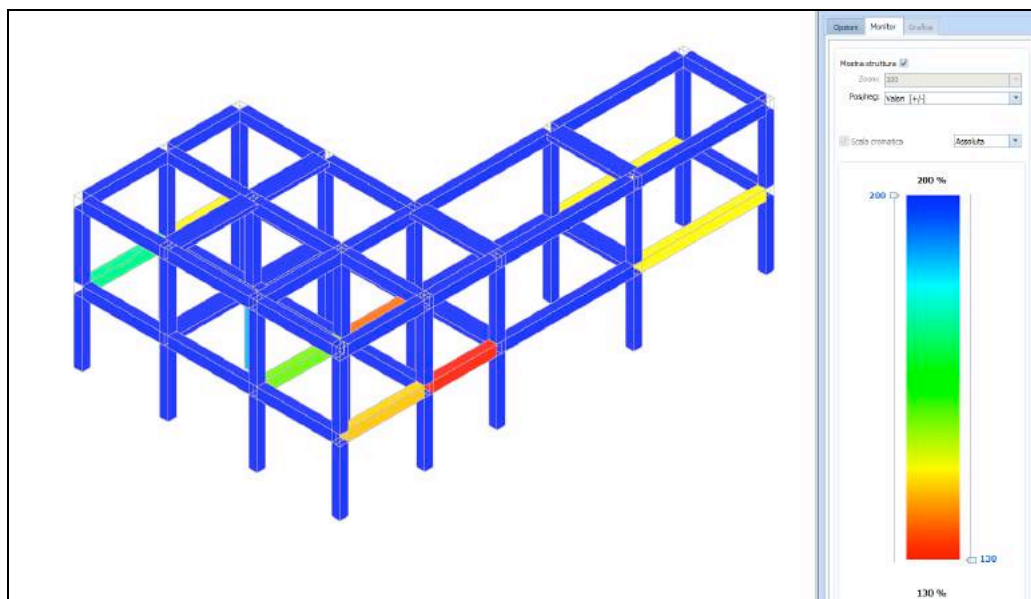


Fig. 105 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismo di rottura fragile (taglio non lineare)

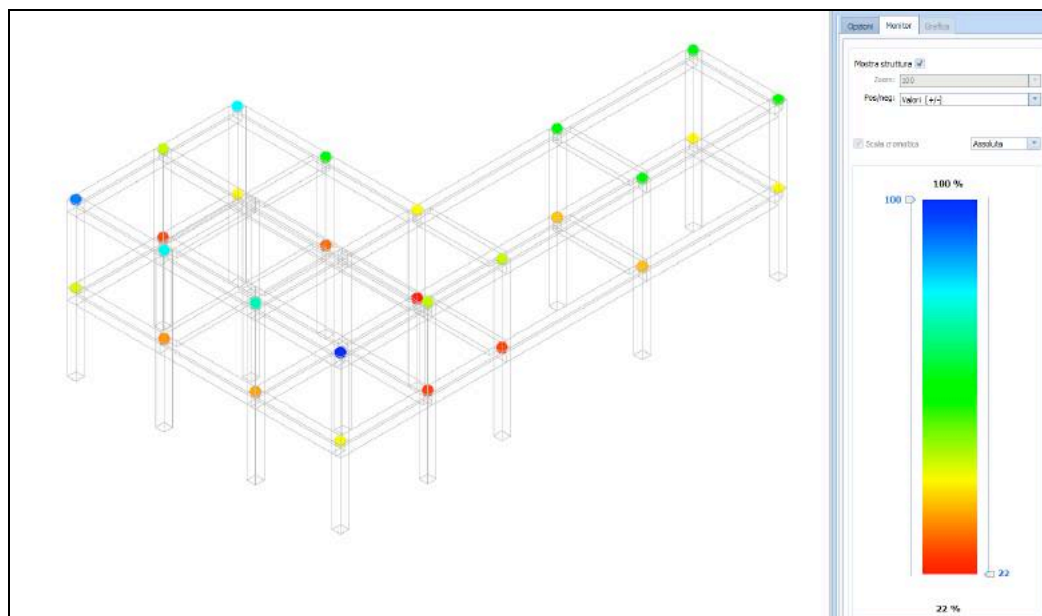


Fig. 106 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismo di rottura fragile (rottura del nodo non confinato)

Si riportano di seguito i risultati sintetici delle analisi condotte sul corpo 3 in termini di indicatori di rischio sismico.

CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE - CORPO 3

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _c [a _g /g]	T _{RC} [anni]
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.1380	173
SLV	Rottura del Nodo	CA	0.0645	59
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.1101	125
SLV	Taglio	CA	0.3843	1225
SLV	Rotazione alla Corda	CA	0.5057	2135
SLD	Capacità Globale	-	0.0028	2
SLV	Capacità Globale	-	0.0021	2

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

Materiale Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.

Tipo di rottura Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.

PGA_c Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA_c=0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{k,i})]$. Se PGA_c=NS -> Non significativo per valori di PGA_c >= 1000.

T_{RC} Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno [= $T_{RD} \cdot (PGA_c/PGA_D)^{\eta}$ con $\eta = 1/0,41$].

DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA - CORPO 3

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa			
Stato Limite	PGA_D [a _g /g]	T_{RD} [anni]	
SLO	0.0564		45
SLD	0.0772		75
SLV	0.2955		712
SLC	0.3839		1462

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.
 PGA_D Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_r \cdot a_g/g$).
 T_{RD} Domanda in termini di periodo di ritorno.

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO - CORPO 3

Indicatori di rischio sismico			
Stato Limite	$\zeta_r (\alpha_{PGA})$	α_{TR}	
SLO	2.448		1.737
SLD	0.036		0.226
SLV	0.007		0.090

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
 $\zeta_r (\alpha_{PGA})$ Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_c/PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.
N.B.
 ζ_r : simbologia NTC18;
 α_{PGA} : simbologia NTC08.
 α_{TR} Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC}/T_{RD})^{0,41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

9.15 Risultanze delle verifiche svolte per soli carichi gravitazionali corpo 4

Preventivamente all'esecuzione delle verifiche di vulnerabilità sismica, è stata condotta un'analisi strutturale tenendo conto dei soli carichi verticali agenti sulla struttura (permanenti ed accidentali). Le azioni sono state determinate e combinate secondo le disposizioni del D.M. 17 Gennaio 2018.

Le verifiche condotte per soli carichi verticali ai sensi delle NTC 2018, a riscontro dell'assenza di quadri fessurativi riconducibili a deficienze strutturali, seppur con coefficienti di sicurezza prossimi all'unità, possono ritenersi positive.

9.16 Risultati dell'analisi statica non lineare condotta sul corpo 4

Si riportano di seguito i risultati significativi delle analisi e le considerazioni relative.

Le risultanze dei calcoli, nel caso di una analisi pushover, sono generalmente fortemente connesse alla concezione progettuale dell'organismo strutturale originario. La struttura oggetto di verifica è una struttura regolare in altezza con una distribuzione planimetrica a L.

La struttura risulta sostanzialmente rispettare i requisiti di applicazione di cui al par. 7.3.3.2 delle N.T.C. 2018 e pertanto si assume possa sostanzialmente soddisfare i requisiti generali di applicazione della Analisi Statica Non Lineare. Si riporta di seguito una sintesi dei dati relativi alla risposta dinamica della struttura in termini di massa eccitata (superiore al 75% in entrambe le direzioni).

Dir	M _{Str} [N-s ² /m]	M _{SLU} [N-s ² /m]	M _{Ecc,SLU} [N-s ² /m]	M _{SLD} [N-s ² /m]	M _{Ecc,SLD} [N-s ² /m]	%T.M _{Ecc} [%]	ΣV _{Ed,SLU} [N]
X	1 475 918	1 298 702	1 298 358	1 298 702	1 298 358	99,97	2 918 550
Y	1 475 918	1 298 702	1 298 555	1 298 702	1 298 555	99,99	3 090 080
Z	1 475 918	0	0	0	0	100,00	0

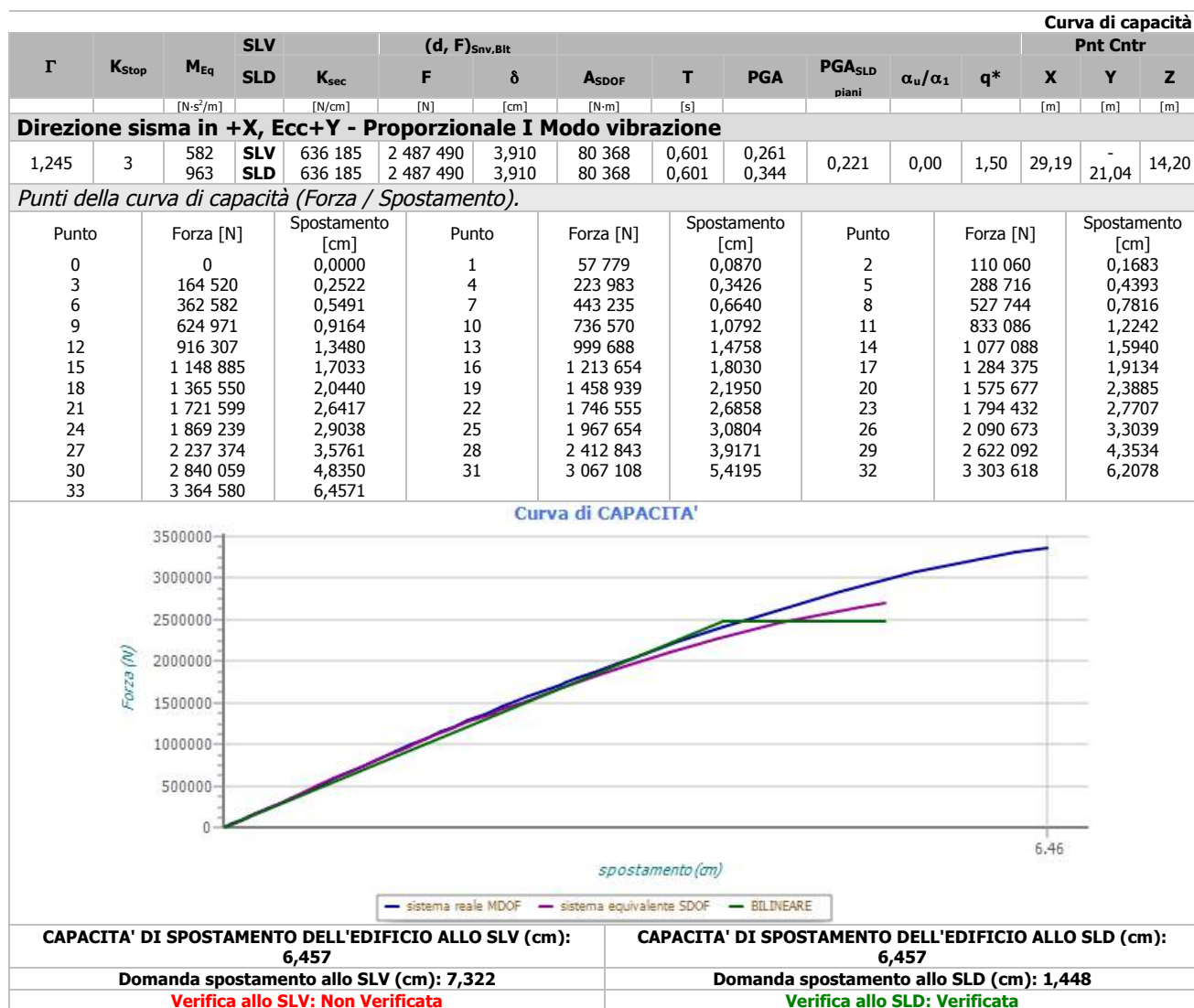
LEGENDA:

Dir	Direzione del sisma.
M_{Str}	Massa complessiva della struttura.
M_{SLU}	Massa eccitabile allo SLU.
M_{Ecc,SLU}	Massa Eccitata dal sisma allo SLU.
M_{SLD}	Massa eccitabile della struttura allo SLD, nelle direzioni X, Y, Z.
M_{Ecc,SLD}	Massa Eccitata dal sisma allo SLD.
%T.M_{Ecc}	Percentuale Totale di Masse Eccitate dal sisma.
ΣV_{Ed,SLU}	Tagliante totale, alla base, per sisma allo SLU.

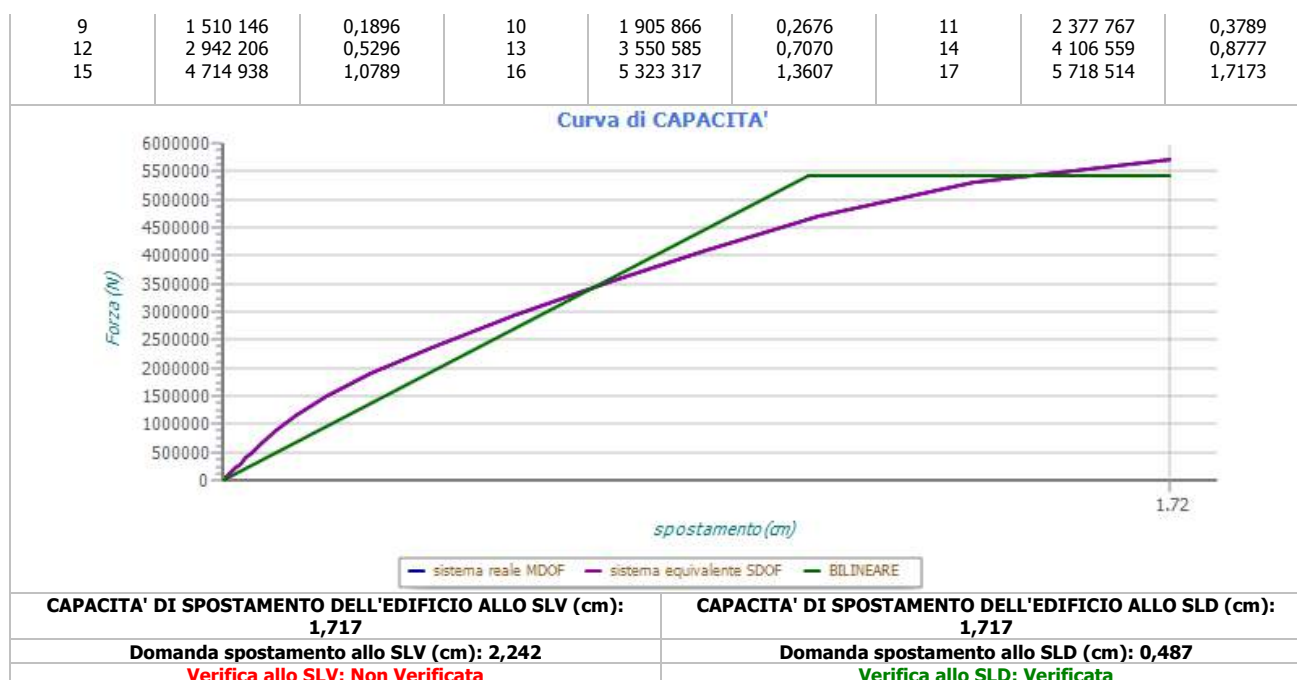
Per quanto riguarda la definizione dei parametri sismici di normativa si è riscontrato, che in riferimento ai diversi stati Limite (SLO_{81%} ; SLD_{63%} , SLV_{10%}) , il fabbricato presenta valori delle accelerazioni di danno (capacità) sistematicamente inferiori ai valori delle accelerazioni di domanda sia nella direzione Y-Y che nella direzione X-X.

Rimandando ai tabulati di calcolo allegati al presente rapporto per i dettagli, si riportano di seguito i risultati ottenuti in termini di capacità di spostamento della struttura esaminata per alcune delle configurazioni di carico considerate (in totale 16).

CURVA DI CAPACITÀ significative corpo 3



Direzione sisma in +Y, Ecc+X - Proporzionale alle masse																	
3	1 298	SLV	5 104 389	5 419 005	1,062	64 295	0,317	0,226	0,167	0,00	1,62	29,29	-	5,00			
	702	SLD	5 104 389	5 419 005	1,062	64 295	0,317	0,272					21,04				
Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).																	
Punto		Forza [N]		Spostamento [cm]		Punto		Forza [N]		Spostamento [cm]		Punto		Forza [N]		Spostamento [cm]	
0		0		0,0000		1		133 370		0,0136		2		220 947		0,0227	
3		300 616		0,0309		4		391 525		0,0404		5		505 162		0,0525	
6		663 974		0,0701		7		885 921		0,0966		8		1 163 354		0,1334	



Come per il corpo 3, nell'analisi dei meccanismi fragili si è accertato che le capacità resistenti vengono meno quasi immediatamente in conseguenza della estrema vulnerabilità della struttura per occorrenza di rotture per meccanismi fragili prevalentemente di trazione-compressione delle bielle di calcestruzzo nei nodi non confinati.

Tale circostanza è legata alla mancanza di staffe di confinamento nei nodi. Dall'analisi delle curve di capacità sopra riportate, si evince che la crisi della struttura per azione del sisma avviene quando la struttura si trova ancora in campo elastico e con modesti valori di taglio alla base e ridotte capacità di spostamento. Da quanto sopra descritto, è evidente che l'ipotetica rottura del nodo per mancato confinamento in presenza di un'azione sismica rappresenta una criticità rilevante in termini di vulnerabilità sismica, tanto che è proprio tale verifica che determina il valore dell'indicatore di rischio sismico più basso in assoluto, come sarà illustrato più avanti.

In termini di capacità di spostamento (individuata come "capacità globale") una delle condizioni più gravose è rappresentata dalla distribuzione principale con azione sismica in direzione +Y con eccentricità in direzione +X.

In tale condizione è soddisfatta la verifica di spostamento allo SLD (domanda di spostamento >> 0,487 cm, capacità di spostamento >> 1,717 cm) ma risulta non soddisfatta la verifica di

spostamento allo SLV (domanda di spostamento $\gg 2,242$ cm, capacità di spostamento $\gg 1,717$ cm).

Nelle figure seguenti vengono invece illustrate le mappature delle accelerazioni di collasso per i vari elementi strutturali e i relativi nodi non confinati.

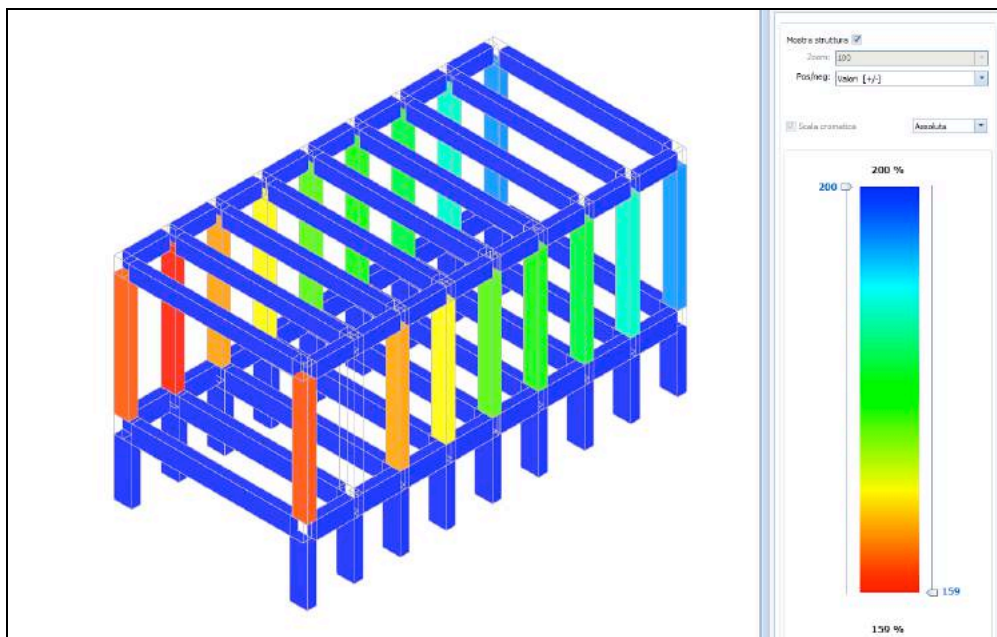


Fig. 107 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismo di rottura fragile (rotazione alla corda)

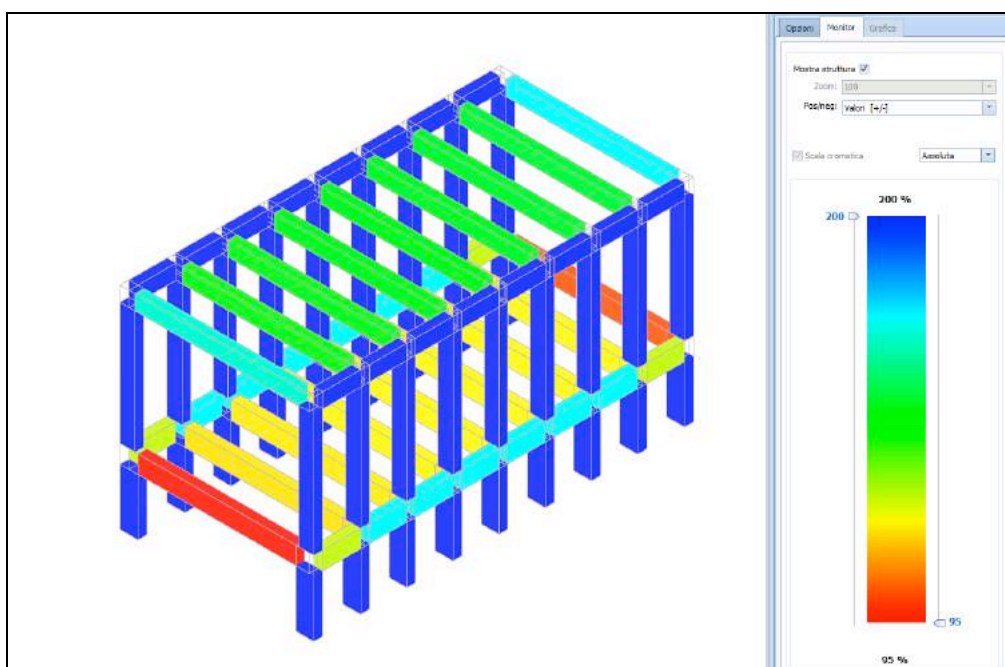


Fig. 108 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismo di rottura fragile (taglio non lineare)

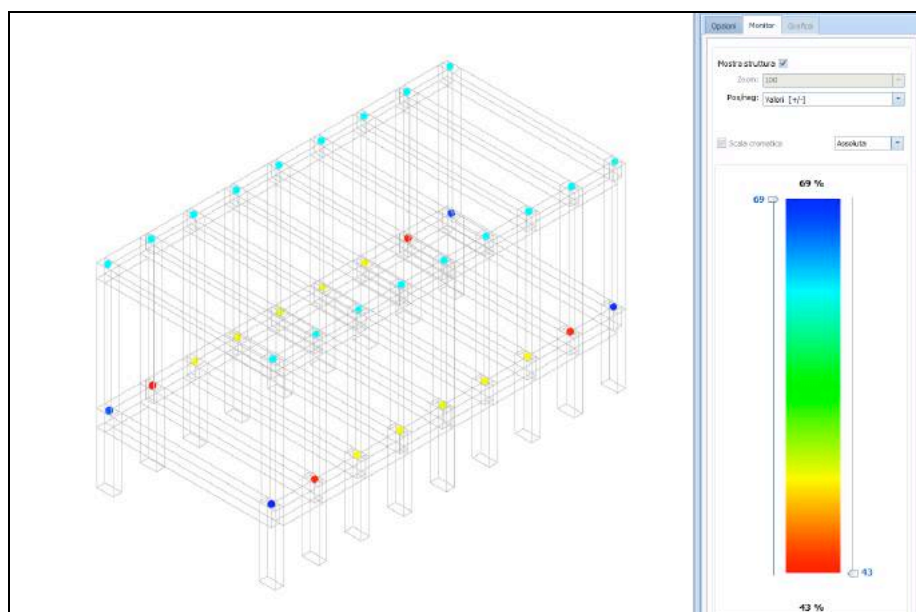


Fig. 109 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismo di rottura fragile (rottura del nodo non confinato)

Si riportano di seguito i risultati sintetici delle analisi condotte sul corpo 3 in termini di indicatori di rischio sismico.

CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE - CORPO 4

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _c	T _{RC}
			[a _g /g]	[anni]
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.2611	531
SLV	Rottura del Nodo	CA	0.1267	159
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.1435	184
SLV	Taglio	CA	0.2797	645
SLV	Rotazione alla Corda	CA	0.4695	1844
SLD	Capacità Globale	-	0.2675	556
SLV	Capacità Globale	-	0.2239	423

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA_c	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA _c =0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica [G _k +Σ _i (ψ _{2,i} ·Q _{k,i})]. Se PGA _c =NS -> Non significativo per valori di PGA _c >= 1000.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno [= T _{RD} ·(PGA _c /PGA _D) ^{1/η} con η = 1/0,41].

DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA - CORPO 4

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa			
Stato Limite	PGA _D	T _{RD}	
	[a _g /g]	[anni]	
SLO	0.0564	45	
SLD	0.0772	75	
SLV	0.2955	712	
SLC	0.3839	1462	

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.
PGA_D	Domanda in termini di accelerazione al sito (S _s ·S _i ·a _g /g).
T_{RD}	Domanda in termini di periodo di ritorno.

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO - CORPO 4

Indicatori di rischio sismico			
Stato Limite	ζ _s (α _{PGA})	α _{TR}	
SLO	4.632	2.751	
SLD	1.859	1.445	
SLV	0.429	0.541	

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
ζ_s(α_{PGA})	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA _c /PGA _D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla. N.B. ζ _s : simbologia NTC18; α _{PGA} : simbologia NTC08.
α_{TR}	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: (T _{RC} /T _{RD}) ^{0,41} - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

Verifiche tecniche finalizzate alla valutazione del rischio sismico degli edifici scolastici, previste dall'OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003, Asse 10, Azione 10.7.1, PO FESR Sicilia 2014-2020, dei seguenti lotti: Lotto 4 CIG: 785100671A; Edificio scolastico 2° I.C. "G. Melodia Don Bosco

9.17 Risultanze delle verifiche svolte per soli carichi gravitazionali corpo 5

Preventivamente all'esecuzione delle verifiche di vulnerabilità sismica, è stata condotta un'analisi strutturale tenendo conto dei soli carichi verticali agenti sulla struttura (permanenti ed accidentali). Le azioni sono state determinate e combinate secondo le disposizioni del D.M. 17 Gennaio 2018.

Le verifiche condotte per soli carichi verticali ai sensi delle NTC 2018, a riscontro dell'assenza di quadri fessurativi riconducibili a deficienze strutturali, seppur con coefficienti di sicurezza prossimi all'unità, possono ritenersi positive.

9.18 Risultati dell'analisi statica non lineare condotta sul corpo 5

Si riportano di seguito i risultati significativi delle analisi e le considerazioni relative.

Le risultanze dei calcoli, nel caso di una analisi pushover, sono generalmente fortemente connesse alla concezione progettuale dell'organismo strutturale originario. La struttura oggetto di verifica è una struttura non regolare in altezza e non regolare in pianta ed inoltre è caratterizzata da un sistema di fondazione diretto disposto su due quote differenti.

Tuttavia, la struttura risulta sostanzialmente rispettare i requisiti di applicazione di cui al par. 7.3.3.2 delle N.T.C. 2018 e pertanto si assume possa sostanzialmente soddisfare i requisiti generali di applicazione della Analisi Statica Non Lineare. Si riporta di seguito una sintesi dei dati relativi alla risposta dinamica della struttura in termini di massa eccitata (superiore al 75% in entrambe le direzioni).

Dir	M _{Str} [N-s/m]	M _{SLU} [N-s/m]	M _{Ecc,SLU} [N-s/m]	M _{SLD} [N-s/m]	M _{Ecc,SLD} [N-s/m]	%T.M _{Ecc} [%]	ΣV _{Ed,SLU} [N]
X	1 059 949	943 874	943 760	943 874	943 760	99,99	1 802 978
Y	1 059 949	943 874	941 522	943 874	941 522	99,75	1 802 978
Z	1 059 949	0	0	0	0	100,00	0

LEGENDA:

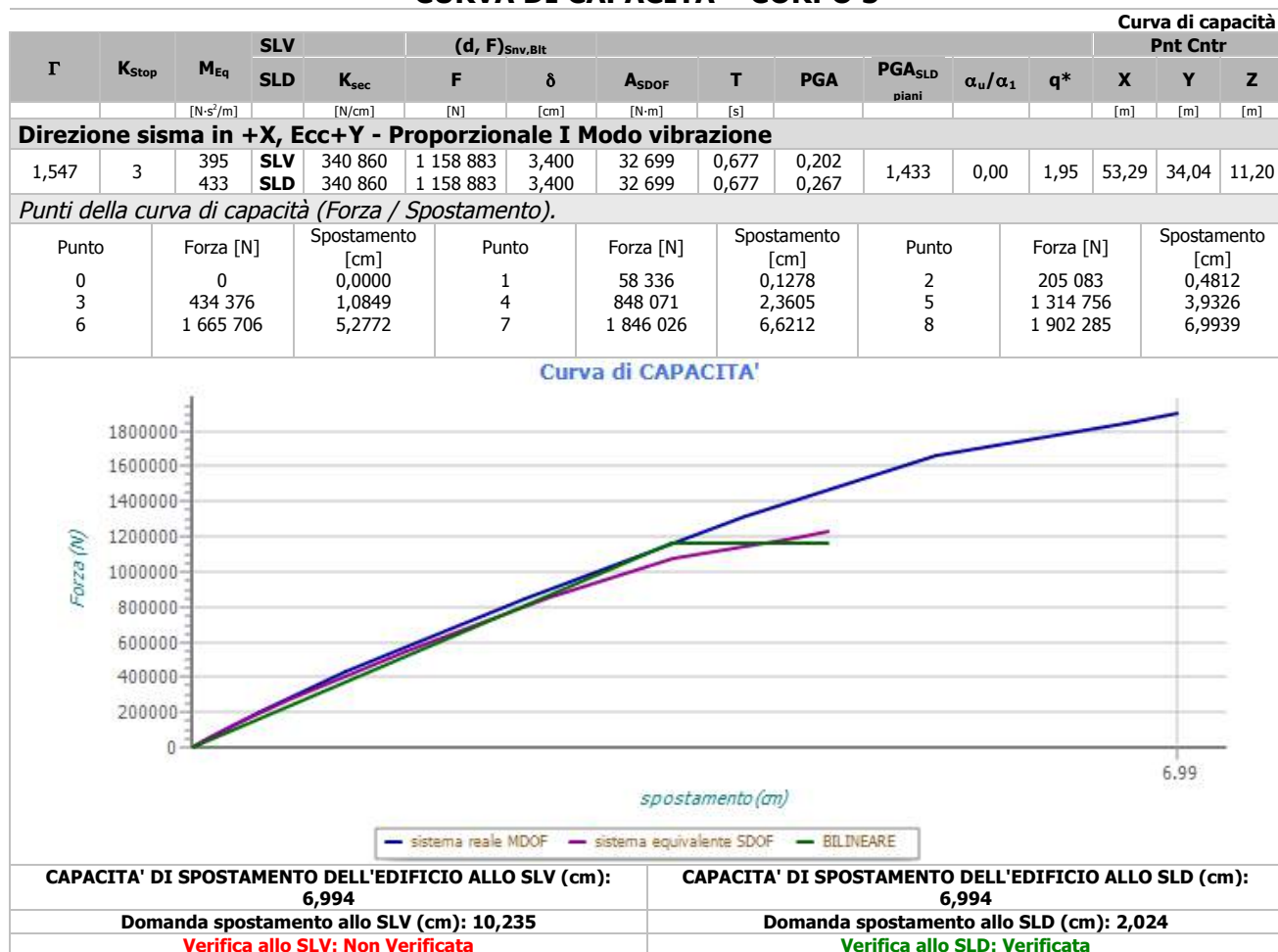
Dir	Direzione del sisma.
M_{Str}	Massa complessiva della struttura.
M_{SLU}	Massa eccitabile allo SLU.
M_{Ecc,SLU}	Massa Eccitata dal sisma allo SLU.
M_{SLD}	Massa eccitabile della struttura allo SLD, nelle direzioni X, Y, Z.
M_{Ecc,SLD}	Massa Eccitata dal sisma allo SLD.
%T.M_{Ecc}	Percentuale Totale di Masse Eccitate dal sisma.
ΣV_{Ed,SLU}	Tagliante totale, alla base, per sisma allo SLU.

Per quanto riguarda la definizione dei parametri sismici di normativa si è riscontrato, che in riferimento ai diversi stati Limite (SLO_{81%} ; SLD_{63%} , SLV_{10%}) , il fabbricato presenta valori delle

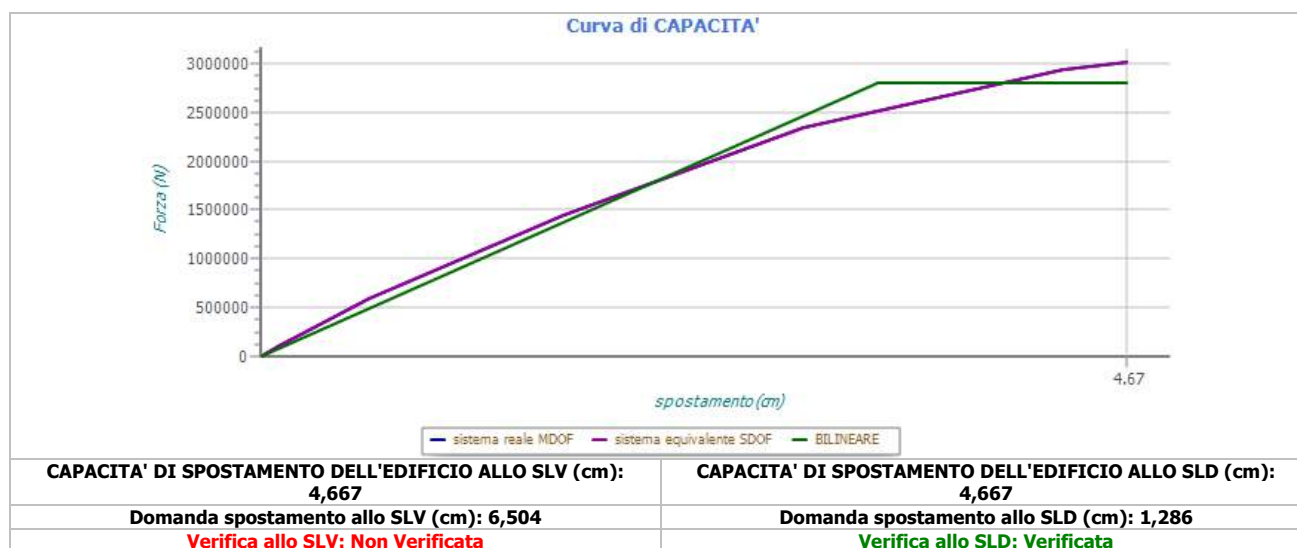
accelerazioni di danno (capacità) sistematicamente inferiori ai valori delle accelerazioni di domanda sia nella direzione Y-Y che nella direzione X-X.

Rimandando ai tabulati di calcolo allegati al presente rapporto per i dettagli, si riportano di seguito i risultati ottenuti in termini di capacità di spostamento della struttura esaminata per alcune delle configurazioni di carico considerate (in totale 16).

CURVA DI CAPACITÀ – CORPO 5



Direzione sisma in +Y, Ecc+X - Proporzionale alle masse																	
1,000	2	943 874	SLV SLD	842 008 842 008	2 802 591 2 802 591	3,328 3,328	84 151 84 151	0,665 0,665	0,212 0,280	0,215	0,00	1,95	41,05	34,09	11,20		
Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).																	
Punto		Forza [N]		Spostamento [cm]		Punto		Forza [N]		Spostamento [cm]		Punto		Forza [N]		Spostamento [cm]	
0		0		0,0000		1		111 756		0,0940		2		594 468		0,5838	
3		1 453 075		1,6341		4		2 347 126		2,9264		5		2 929 360		4,3238	
6		3 014 164		4 6668													



Come per i corpi precedenti, nell'analisi dei meccanismi fragili si è accertato che le capacità resistenti vengono meno quasi immediatamente in conseguenza della estrema vulnerabilità della struttura per occorrenza di rotture per meccanismi fragili prevalentemente di trazione-compressione delle bielle di calcestruzzo nei nodi non confinati.

Tale circostanza è legata alla mancanza di staffe di confinamento nei nodi. Dall'analisi delle curve di capacità sopra riportate, si evince che la crisi della struttura per azione del sisma avviene quando la struttura si trova ancora in campo elastico e con modesti valori di taglio alla base e ridotte capacità di spostamento. Da quanto sopra descritto, è evidente che l'ipotetica rottura del nodo per mancato confinamento in presenza di un'azione sismica rappresenta una criticità rilevante in termini di vulnerabilità sismica, tanto che è proprio tale verifica che determina il valore dell'indicatore di rischio sismico più basso in assoluto, come sarà illustrato più avanti.

In termini di capacità di spostamento (individuata come "capacità globale") una delle condizioni più gravose è rappresentata dalla distribuzione principale con azione sismica in direzione +Y con eccentricità in direzione +X.

In tale condizione è soddisfatta la verifica di spostamento allo SLD (domanda di spostamento >> 1,286 cm, capacità di spostamento >> 4,667 cm) ma risulta non soddisfatta la verifica di spostamento allo SLV (domanda di spostamento >> 6,504 cm, capacità di spostamento >> 4,667 cm).

Nelle figure seguenti vengono invece illustrate le mappature delle accelerazioni di collasso per i vari elementi strutturali e i relativi nodi non confinati.

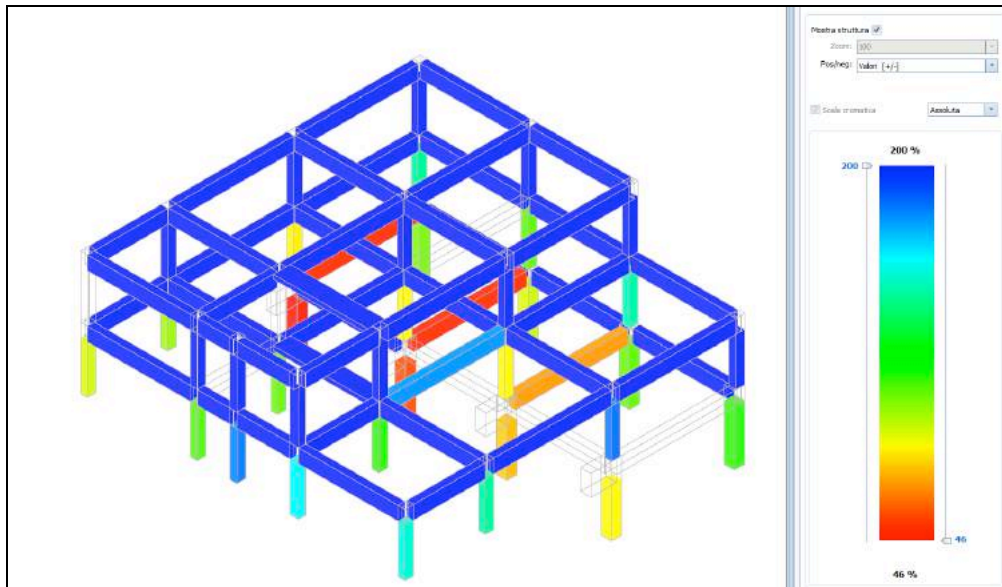


Fig. 110 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismo di rottura fragile (rotazione alla corda)

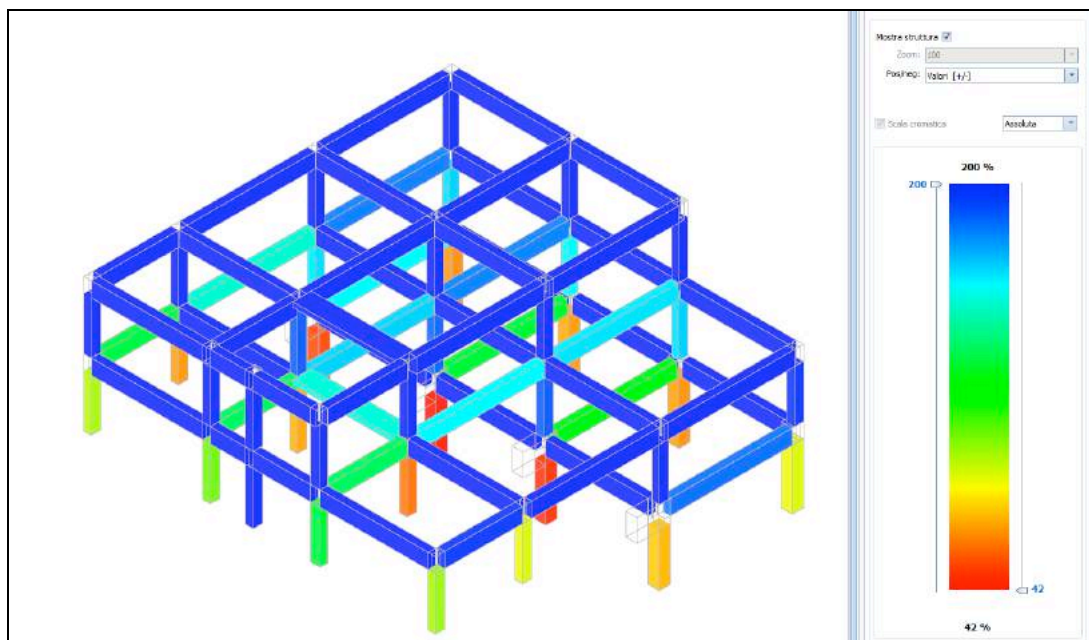


Fig. 111 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismo di rottura fragile (taglio non lineare)

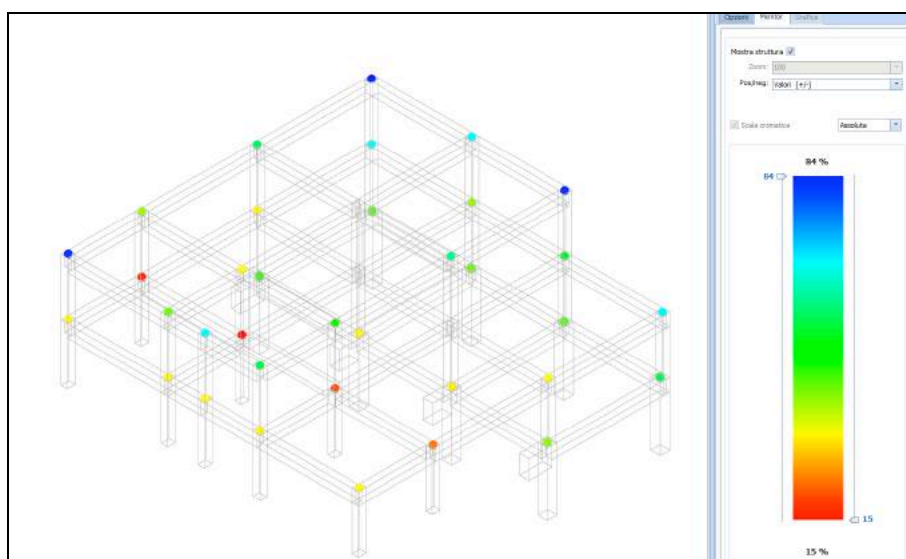


Fig.112 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismo di rottura fragile (rottura del nodo non confinato)

Si riportano di seguito i risultati sintetici delle analisi condotte sul corpo 3 in termini di indicatori di rischio sismico.

CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE – CORPO 5

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _c [a _g /g]	T _{RC} [anni]
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.1449	186
SLV	Rottura del Nodo	CA	0.0457	35
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.2153	373
SLV	Taglio	CA	0.1248	156
SLV	Rotazione alla Corda	CA	0.1345	174
SLD	Capacità Globale	-	0.2107	359
SLV	Capacità Globale	-	0.1595	231

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA_c	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA _c =0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{k,i})]$. Se PGA _c =NS -> Non significativo per valori di PGA _c >= 1000.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno $[= T_{RD} \cdot (PGA_c / PGA_D)]$ con $\eta = 1/0,41$.

DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA – CORPO 5

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	PGA _D	T _{RD}

	[a _g /g]	[anni]
SLO	0.0564	45
SLD	0.0772	75
SLV	0.2955	712
SLC	0.3839	1462

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.

PGA_D Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_e \cdot S_T \cdot a_g/g$).

T_{RD} Domanda in termini di periodo di ritorno.

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO – CORPO 5

		Indicatori di rischio sismico	
Stato Limite	$\xi_s (\alpha_{PGA})$	α_{TR}	
SLO	2.570	1.789	
SLD	2.730	1.900	
SLV	0.155	0.291	

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

$\xi_s (\alpha_{PGA})$ Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_c/PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.

N.B.

ξ_s : simbologia NTC18;

α_{PGA} : simbologia NTC08.

α_{TR} Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC}/T_{RD})^{0.41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

9.19 Risultanze delle verifiche svolte per soli carichi gravitazionali corpo 6 bis

Preventivamente all'esecuzione delle verifiche di vulnerabilità sismica, è stata condotta un'analisi strutturale tenendo conto dei soli carichi verticali agenti sulla struttura (permanenti ed accidentali). Le azioni sono state determinate e combinate secondo le disposizioni del D.M. 17 Gennaio 2018.

Le verifiche condotte per soli carichi verticali ai sensi delle NTC 2018, a riscontro dell'assenza di quadri fessurativi riconducibili a deficienze strutturali, seppur con coefficienti di sicurezza prossimi all'unità, possono ritenersi positive.

9.20 Risultati dell'analisi statica non lineare condotta sul corpo 6 bis

Si riportano di seguito i risultati significativi delle analisi e le considerazioni relative.

Le risultanze dei calcoli, nel caso di una analisi pushover, sono generalmente fortemente connesse alla concezione progettuale dell'organismo strutturale originario. La struttura oggetto di verifica è una struttura regolare in altezza e regolare in pianta composta da un'unica elevazione.

la struttura risulta sostanzialmente rispettare i requisiti di applicazione di cui al par. 7.3.3.2 delle N.T.C. 2018 e pertanto si assume possa sostanzialmente soddisfare i requisiti generali di applicazione della Analisi Statica Non Lineare. Si riporta di seguito una sintesi dei dati relativi alla risposta dinamica della struttura in termini di massa eccitata (superiore al 75% in entrambe le direzioni).

Dir	M _{Str} [N-s ² /m]	M _{SLU} [N-s ² /m]	M _{Ecc,SLU} [N-s ² /m]	M _{SLD} [N-s ² /m]	M _{Ecc,SLD} [N-s ² /m]	%T.M _{Ecc} [%]	ΣV _{Ed,SLU} [N]
X	13 432	8 556	8 555	8 556	8 555	99,99	20 246
Y	13 432	8 556	8 555	8 556	8 555	99,99	20 315
Z	13 432	0	0	0	0	100,00	0

LEGENDA:

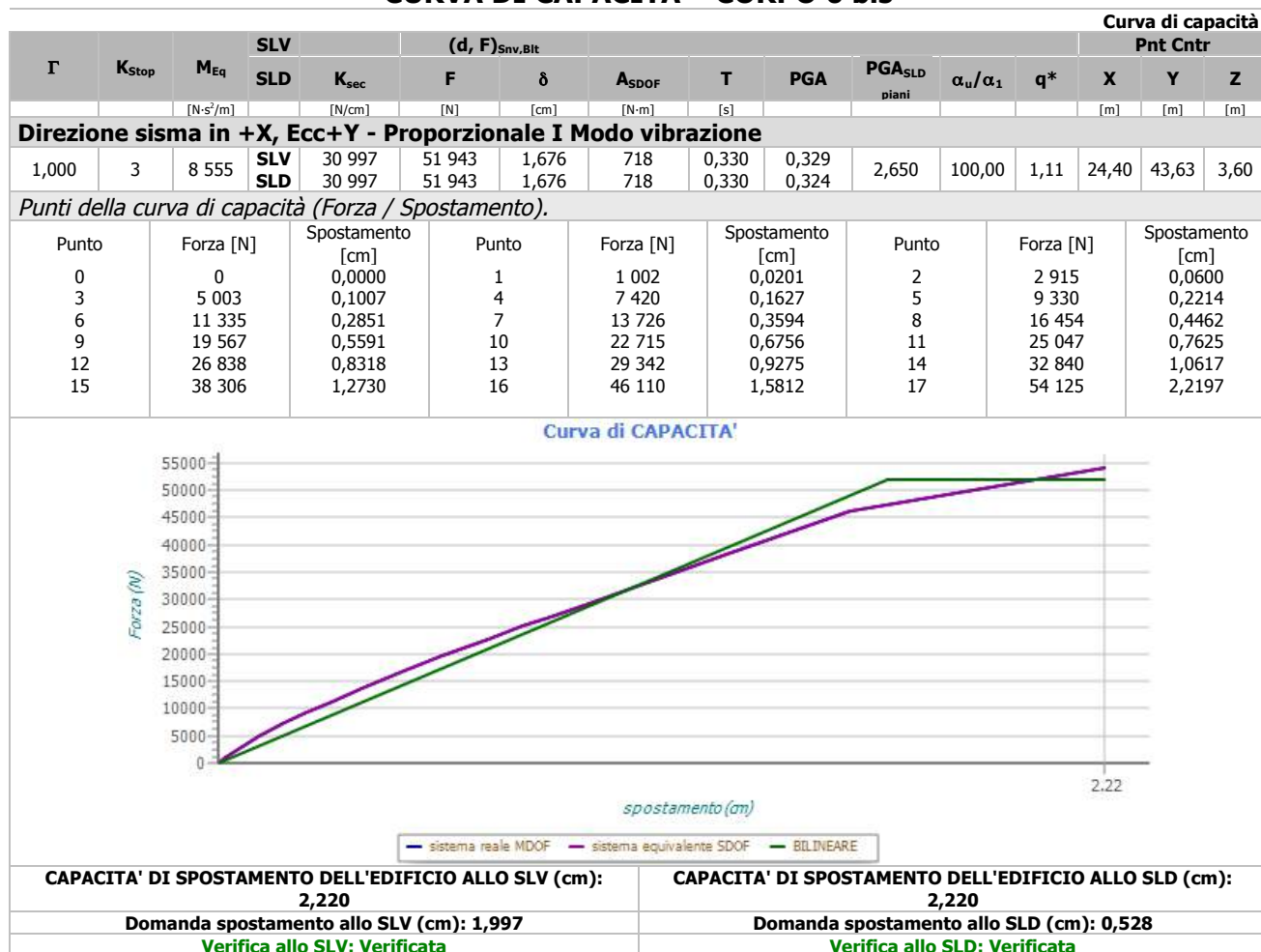
Dir	Direzione del sisma.
M_{Str}	Massa complessiva della struttura.
M_{SLU}	Massa eccitabile allo SLU.
M_{Ecc,SLU}	Massa Eccitata dal sisma allo SLU.
M_{SLD}	Massa eccitabile della struttura allo SLD, nelle direzioni X, Y, Z.
M_{Ecc,SLD}	Massa Eccitata dal sisma allo SLD.
%T.M_{Ecc}	Percentuale Totale di Masse Eccitate dal sisma.
ΣV_{Ed,SLU}	Tagliante totale, alla base, per sisma allo SLU.

Per quanto riguarda la definizione dei parametri sismici di normativa si è riscontrato, che in riferimento ai diversi stati Limite (SLO_{81%} ; SLD_{63%} , SLV_{10%}) , il fabbricato presenta valori delle

accelerazioni di danno (capacità) superiori ai valori delle accelerazioni di domanda sia nella direzione Y-Y che nella direzione X-X.

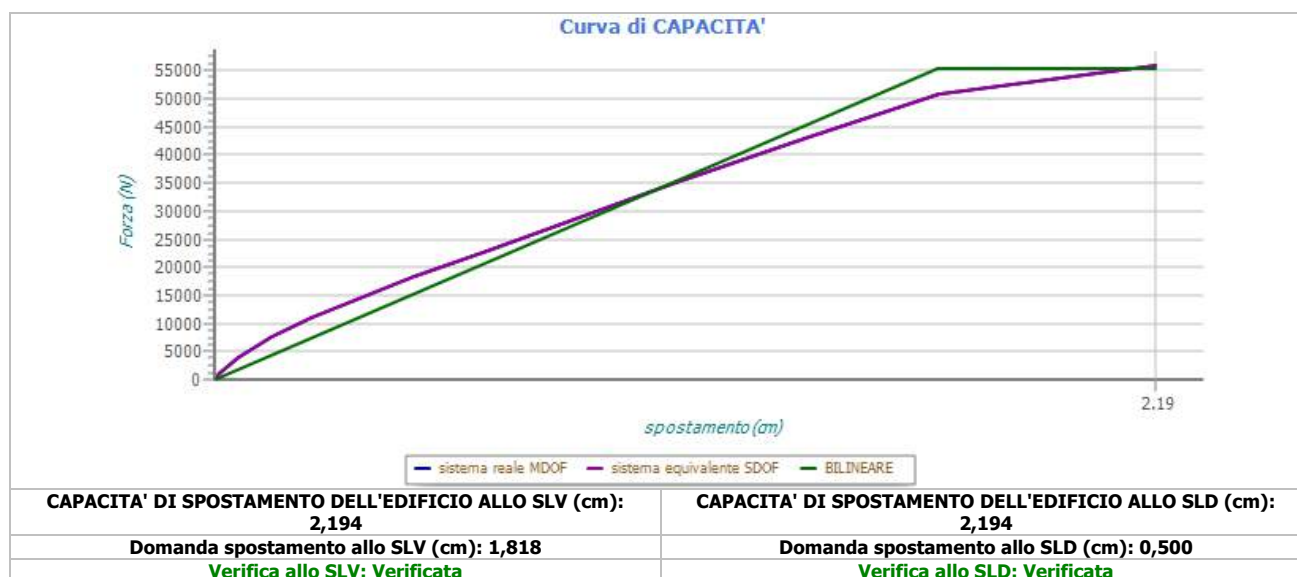
Rimandando ai tabulati di calcolo allegati al presente rapporto per i dettagli, si riportano di seguito i risultati ottenuti in termini di capacità di spostamento della struttura esaminata per alcune delle configurazioni di carico considerate (in totale 16).

CURVA DI CAPACITÀ – CORPO 6 bis



Direzione sisma in +Y, Ecc+X - Proporzionale alle masse

55 238	1,685	746	0,321	0,357											
55 238	1,685	746	0,321	0,339	0,700	100,00	1,04	21,10	46,43	3,60					
Punti della curva di capacità (Forza / Spostamento).															
Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]	Punto	Forza [N]	Spostamento [cm]									
0,0000	1	1 002	0,0118	2	4 062	0,0569									
0,1326	4	10 980	0,2238	5	14 448	0,3344									
0,4643	7	22 967	0,6344	8	27 656	0,8053									
1,0742	10	42 936	1,3746	11	50 953	1,6876									
2,1937															



Tuttavia, nonostante le buone prestazioni in termini di spostamento, come per i corpi precedenti, nell'analisi dei meccanismi fragili si è accertato che le capacità resistenti vengono meno quasi immediatamente in conseguenza della estrema vulnerabilità della struttura per occorrenza di rotture per meccanismi fragili prevalentemente di trazione-compressione delle bielle di calcestruzzo nei nodi non confinati.

Tale circostanza è legata alla mancanza di staffe di confinamento nei nodi. Dall'analisi delle curve di capacità sopra riportate, si evince che la crisi della struttura per azione del sisma avviene quando la struttura si trova ancora in campo elastico e con modesti valori di taglio alla base e ridotte capacità di spostamento. Da quanto sopra descritto, è evidente che l'ipotetica rottura del nodo per mancato confinamento in presenza di un'azione sismica rappresenta una criticità rilevante in termini di vulnerabilità sismica, tanto che è proprio tale verifica che determina il valore dell'indicatore di rischio sismico più basso in assoluto, come sarà illustrato più avanti.

Nelle figure seguenti vengono invece illustrate le mappature delle accelerazioni di collasso per i vari elementi strutturali e i relativi nodi non confinati.

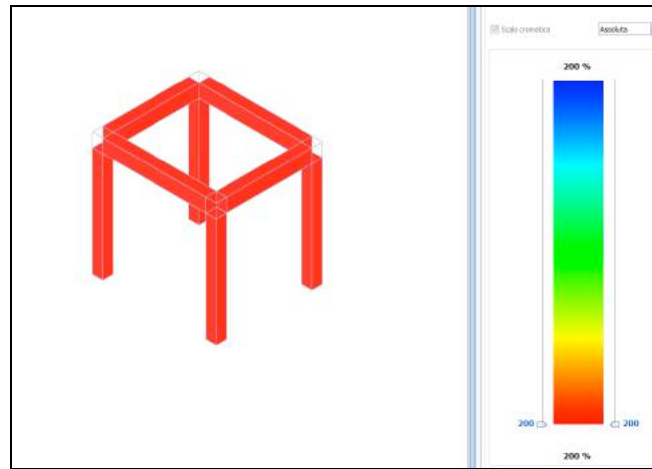


Fig. 113 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismo di rottura fragile (rotazione alla corda)

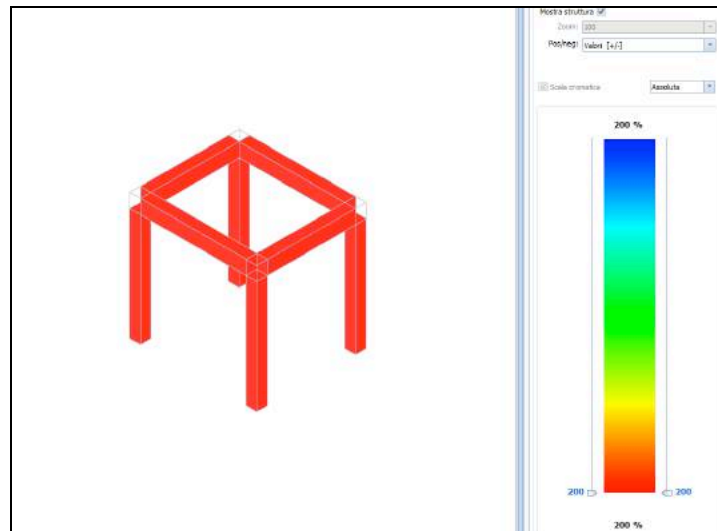


Fig. 114 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismo di rottura fragile (taglio non lineare)

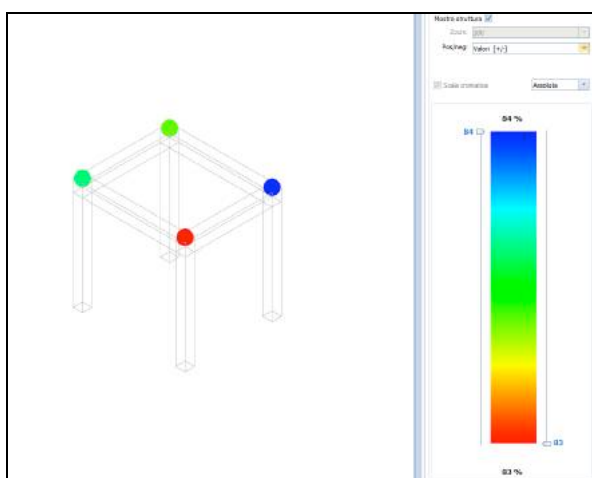


Fig. 115 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismo di rottura fragile (rottura del nodo non confinato)

Si riportano di seguito i risultati sintetici delle analisi condotte sul corpo 3 in termini di indicatori di rischio sismico.

CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE – CORPO 6 bis

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _c [a _g /g]	T _{RC} [anni]
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.7698	>2475
SLV	Rottura del Nodo	CA	0.2454	501
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.2534	502
SLV	Taglio	CA	1.3111	>2475
SLV	Rotazione alla Corda	CA	0.9655	>2475
SLD	Capacità Globale	-	0.3114	751
SLV	Capacità Globale	-	0.3161	822

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA_c	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA _c =0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \sum(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$. Se PGA _c =NS -> Non significativo per valori di PGA _c >= 1000.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno $[= T_{RD} \cdot (PGA_c / PGA_D)]$ con $\eta = 1/0,41$.

DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA – CORPO 6 bis

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	PGA _D [a _g /g]	T _{RD} [anni]
SLO	0.0564	45
SLD	0.0772	75

SLV	0.2955	712
SLC	0.3839	1462

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.
PGA_D	Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_r \cdot a_g / g$).
T_{RD}	Domanda in termini di periodo di ritorno.

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO – CORPO 6 bis

		Indicatori di rischio sismico	
Stato Limite	$\zeta_r (\alpha_{PGA})$	α_{TR}	
SLO	13.658	5.883	
SLD	3.283	2.180	
SLV	0.830	0.866	

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
$\zeta_r (\alpha_{PGA})$	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_c / PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla. N.B. ζ_r: simbologia NTC18; α_{PGA}: simbologia NTC08.
α_{TR}	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC} / T_{RD})^{0.41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

9.21 Risultanze delle verifiche svolte per soli carichi gravitazionali corpo 2

Preventivamente all'esecuzione delle verifiche di vulnerabilità sismica, è stata condotta un'analisi strutturale tenendo conto dei soli carichi verticali agenti sulla struttura (permanentemente ed accidentalmente). Le azioni sono state determinate e combinate secondo le disposizioni del D.M. 17 Gennaio 2018.

Ai fini delle verifiche a taglio in assenza di sisma, si è tenuto conto della presenza dei ferri sagomati determinando un passo equivalente delle staffe alle estremità (infittimento dovuto alla presenza del tratto di ferro sagomato inclinato a 45°),

Le verifiche condotte per soli carichi verticali ai sensi delle NTC 2018, a riscontro dell'assenza di quadri fessurativi riconducibili a deficienze strutturali, seppur con coefficienti di sicurezza prossimi all'unità, possono ritenersi positive.

9.22 Analisi dinamica lineare con fattore q – corpo 2

È stata condotta un'analisi dinamica lineare per lo stato limite di salvaguardia della vita su modello agli elementi finiti con modulo elastico ridotto.

In particolare, per il calcolo si sono assunti rispettivamente per i meccanismi duttili e fragili i seguenti valori del fattore q :

-meccanismi fragili: $q = 1,5$

-meccanismi duttili: $q = 2,60$

Nella Fig. 116 si riporta la deformata strutturale relativa al primo modo di vibrare.

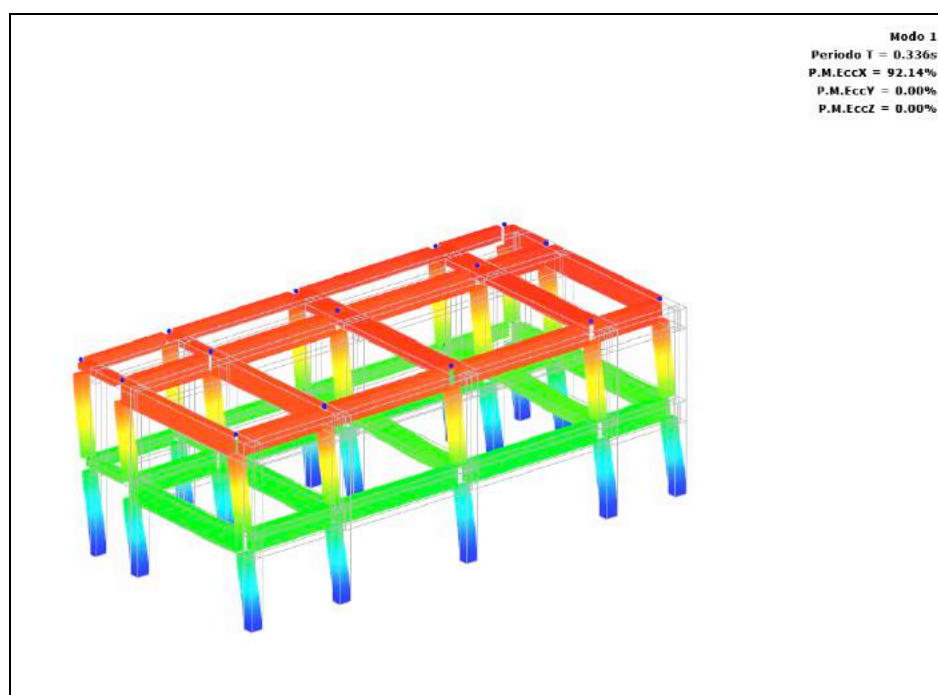


Fig. 116 Deformata relativa al primo modo di vibrare del corpo 2

L'analisi condotta sul corpo 2 ha portato alla luce, come c'era da aspettarsi, vulnerabilità diffuse sia in termini di meccanismi fragili (taglio su travi e pilastri e confinamento dei nodi in ca) che in termini di meccanismi duttili (flessione e presso-flessione su pilastri e travi).

Nelle figure seguenti vengono illustrate le mappature relative alle accelerazioni di collasso per ciascun tipo di rottura considerato allo SLV.

In particolare vengono mappate le accelerazioni di collasso espresse in percentuale tenendo conto che il valore corrispondente a 100% rappresenta l'accelerazione di collasso minimo che il generico elemento strutturale dovrebbe possedere nell'ipotesi di adeguamento sismico.

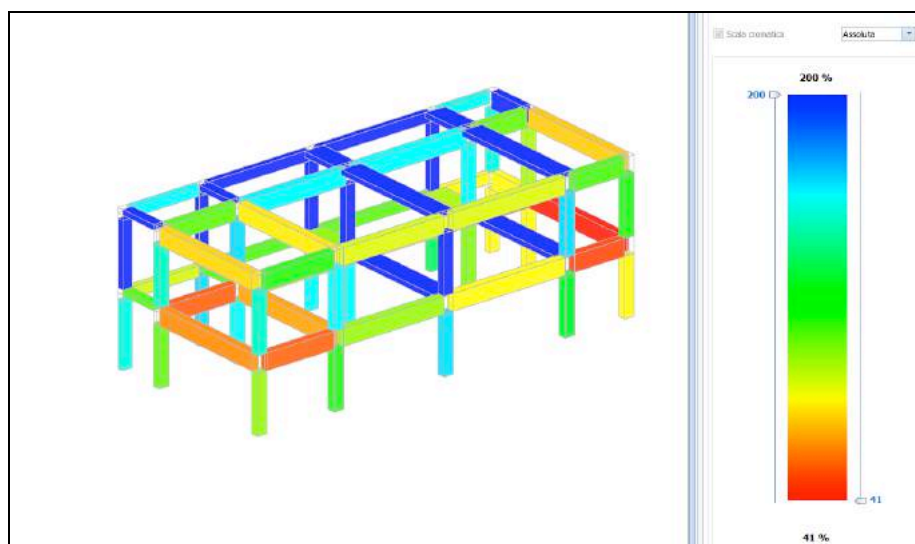


Fig. 117 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi duttili

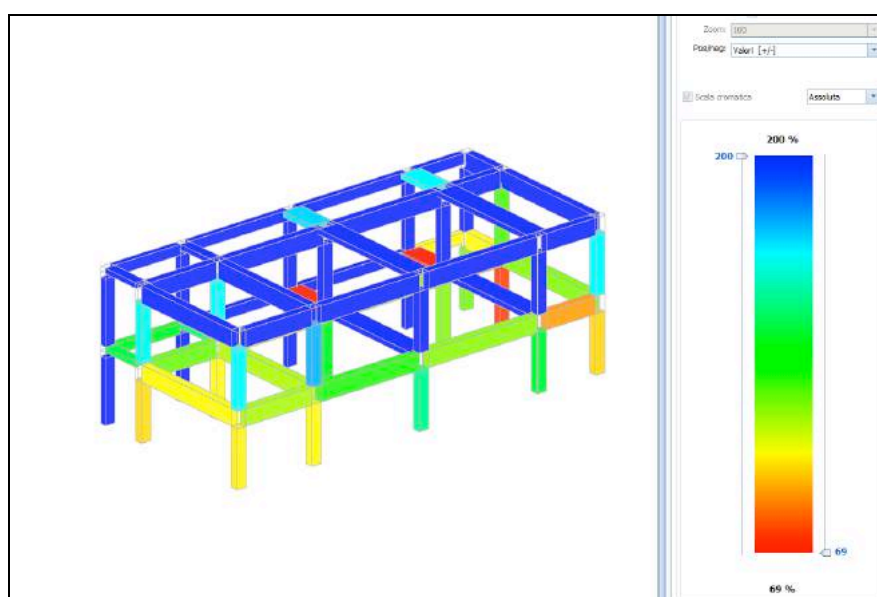


Fig. 118 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi fragili (taglio)

Come accennato in precedenza, limitatamente ai meccanismi di rottura fragile dei nodi non confinati, si è condotta un'analisi statica non lineare. Nella figura seguente è riportata la mappatura delle accelerazioni di collasso relative ai nodi non confinati.

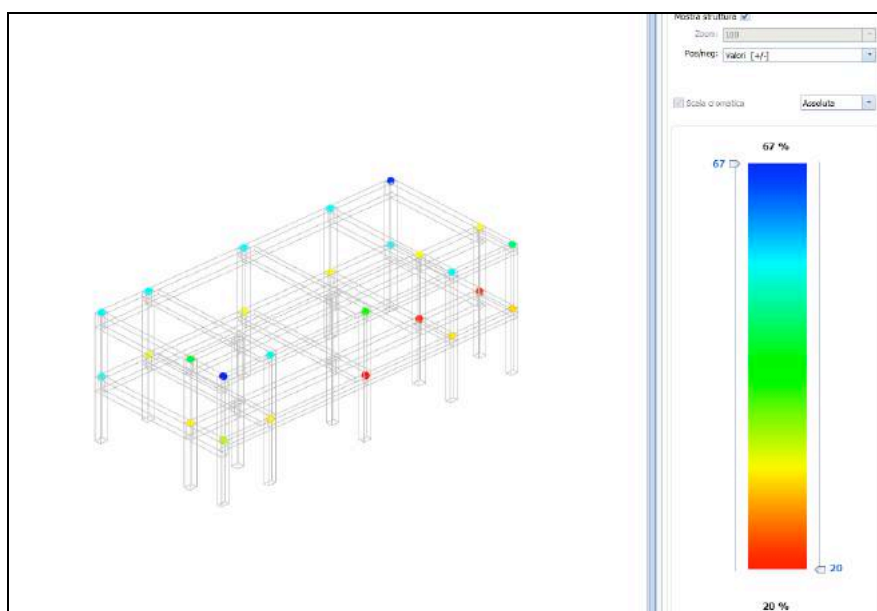


Fig. 119 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi fragili (confinamento nodi in cls)

Dall'esame delle mappatura delle accelerazioni di collasso sopra riportate **emerge un'elevata vulnerabilità diffusa sia per meccanismi duttili che per meccanismi fragili allo stato limite di salvaguardia della vita.**

Per la determinazione degli indicatori di rischio sismico ai diversi stati limite di riferimento, si assumono i valori ottenuti con l'analisi svolta e si riportano di seguito i valori di capacità di PGA ed i relativi indicatori di rischio sismico.

CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE – CORPO 2

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _c [a _g /g]	T _{RC} [anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.2873	640
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.1924	305
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.1226	152
SLV	Taglio	CA	0.2036	357
SLV	Rottura del Nodo (analisi pushover)	CA	0.0584	50

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

Materiale Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.

Tipo di rottura Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.

PGA_c Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA_c=0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \sum(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$. Se PGA_c=NS -> Non significativo per valori di PGA_c >= 1000.

T_{RC} Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno $[= T_{RD} \cdot (PGA_C/PGA_D)]$ con $\eta = 1/0,41$.

DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA – CORPO 2

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	PGA_D [a_g/g]	T_{RD} [anni]
SLO	0.0564	45
SLD	0.0772	75
SLV	0.2955	712
SLC	0.3839	1462

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.
 PGA_D Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_T \cdot a_g/g$).
 T_{RD} Domanda in termini di periodo di ritorno.

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO – CORPO 2

Indicatori di rischio sismico		
Stato Limite	$\xi_r (\alpha_{PGA})$	α_{TR}
SLO	3.413	2.192
SLD	3.723	2.409
SLV	0.198	0.337

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
 $\xi_r (\alpha_{PGA})$ Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_C/PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.
N.B.
 ξ_r : simbologia NTC18;
 α_{PGA} : simbologia NTC08.
 α_{TR} Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC}/T_{RD})^{0,41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

9.23 Risultanze delle verifiche svolte per soli carichi gravitazionali corpo 6

Preventivamente all'esecuzione delle verifiche di vulnerabilità sismica, è stata condotta un'analisi strutturale tenendo conto dei soli carichi verticali agenti sulla struttura (permanentemente ed accidentalmente). Le azioni sono state determinate e combinate secondo le disposizioni del D.M. 17 Gennaio 2018.

Ai fini delle verifiche a taglio in assenza di sisma, si è tenuto conto della presenza dei ferri sagomati determinando un passo equivalente delle staffe alle estremità (infittimento dovuto alla presenza del tratto di ferro sagomato inclinato a 45°),

Le verifiche condotte per soli carichi verticali ai sensi delle NTC 2018, a riscontro dell'assenza di quadri fessurativi riconducibili a deficienze strutturali, seppur con coefficienti di sicurezza prossimi all'unità, possono ritenersi positive.

9.24 Analisi dinamica lineare con fattore q – corpo 6

È stata condotta un'analisi dinamica lineare per lo stato limite di salvaguardia della vita su modello agli elementi finiti con modulo elastico ridotto.

In particolare, per il calcolo si sono assunti rispettivamente per i meccanismi duttili e fragili i seguenti valori del fattore q:

-meccanismi fragili: $q = 1,5$

-meccanismi duttili: $q = 2,76$

Nella Fig. 120 si riporta la deformata strutturale relativa al primo modo di vibrare.

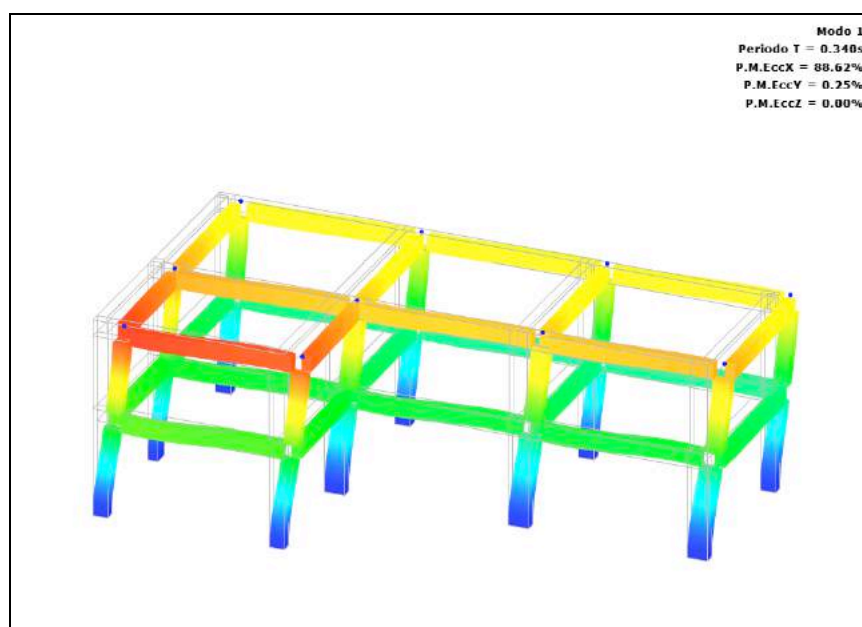


Fig. 120 Deformata relativa al primo modo di vibrare del corpo 6

L'analisi condotta sul corpo 6 ha portato alla luce, come c'era da aspettarsi, vulnerabilità diffuse sia in termini di meccanismi fragili (taglio su travi e pilastri e confinamento dei nodi in ca) che in termini di meccanismi duttili (flessione e presso-flessione su pilastri e travi).

Nelle figure seguenti vengono illustrate le mappature relative alle accelerazioni di collasso per ciascun tipo di rottura considerato allo SLV.

In particolare vengono mappate le accelerazioni di collasso espresse in percentuale tenendo conto che il valore corrispondente a 100% rappresenta l'accelerazione di collasso minimo che il generico elemento strutturale dovrebbe possedere nell'ipotesi di adeguamento sismico.

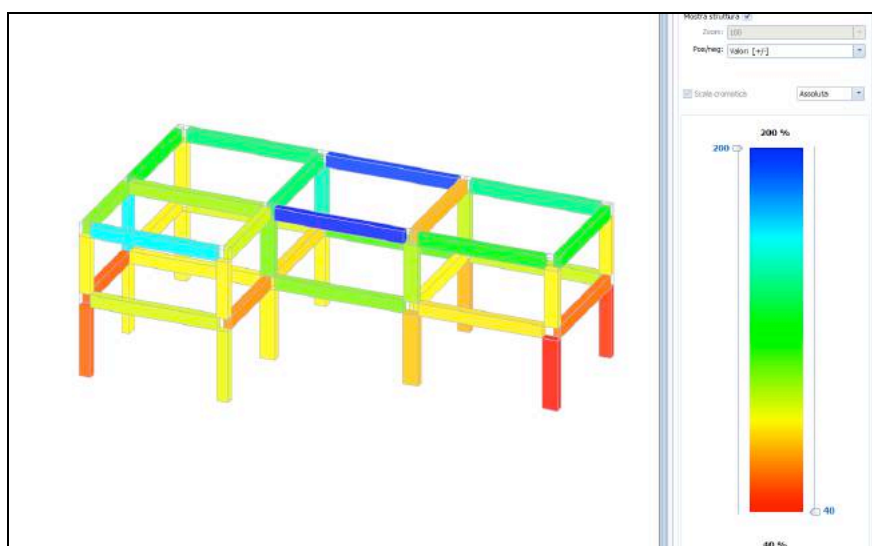


Fig. 121 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi duttili

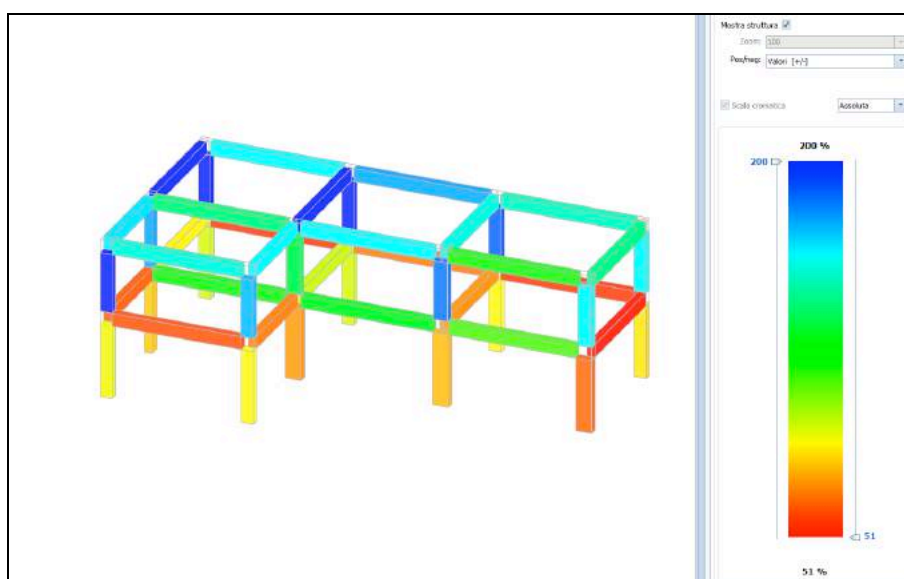


Fig. 122 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi fragili (taglio)

Come accennato in precedenza, limitatamente ai meccanismi di rottura fragile dei nodi non confinati, si è condotta un'analisi statica non lineare. Nella figura seguente è riportata la mappatura delle accelerazioni di collasso relative ai nodi non confinati.

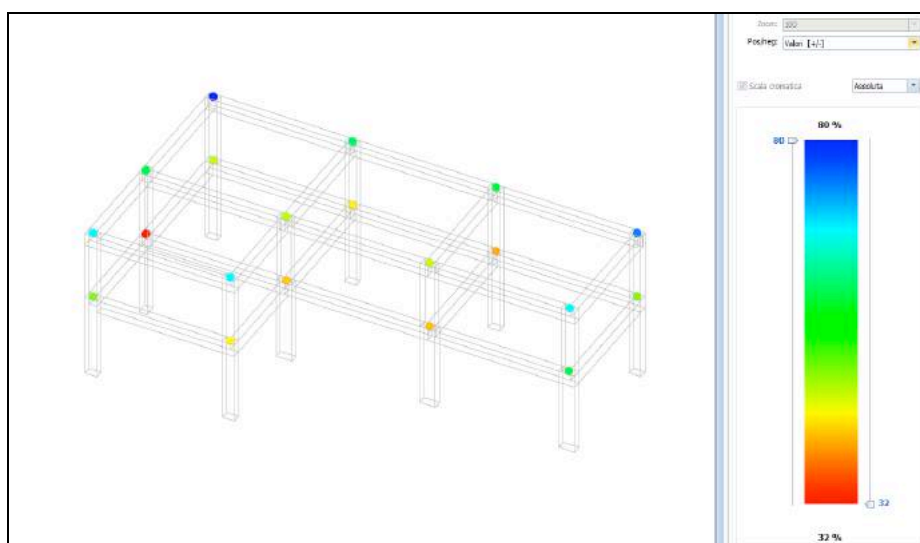


Fig. 123 Mappatura accelerazioni di collasso per meccanismi fragili (confinamento nodi in cls)

Dall'esame delle mappatura delle accelerazioni di collasso sopra riportate **emerge un'elevata vulnerabilità diffusa sia per meccanismi duttili che per meccanismi fragili allo stato limite di salvaguardia della vita.**

Per la determinazione degli indicatori di rischio sismico ai diversi stati limite di riferimento, si assumono i valori ottenuti con l'analisi svolta e si riportano di seguito i valori di capacità di PGA ed i relativi indicatori di rischio sismico.

CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE – CORPO 6

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _C [a _g /g]	T _{RC} [anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.1756	260
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.1276	154
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.1171	142
SLV	Taglio	CA	0.1500	208
SLV	Rottura del Nodo (pushover)	CA	0.0936	104

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA_C	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA _C =0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \sum_i (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$. Se PGA _C =NS -> Non significativo per valori di PGA _C >= 1000.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno $[= T_{RD} \cdot (PGA_C / PGA_D)]$ con $\eta = 1/0,41$.

DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA – CORPO 6

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	PGA_D [a_g/g]	T_{RD} [anni]
SLO	0.0564	45
SLD	0.0772	75
SLV	0.2955	712
SLC	0.3839	1462

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.
 PGA_D Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$).
 T_{RD} Domanda in termini di periodo di ritorno.

INDICATORI DI RISCHIO SISMICO – CORPO 6

Indicatori di rischio sismico		
Stato Limite	$\xi_s (\alpha_{PGA})$	α_{TR}
SLO	2.264	1.656
SLD	2.274	1.665
SLV	0.317	0.454

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
 $\xi_s (\alpha_{PGA})$ Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_c / PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.
N.B.
 ξ_s : simbologia NTC18;
 α_{PGA} : simbologia NTC08.
 α_{TR} Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC} / T_{RD})^{0.41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

10 Sintesi dei risultati ottenuti e classificazione del rischio sismico

Le analisi svolte sui 7 corpi di fabbrica che compongono il complesso scolastico Don Bosco di Noto, hanno consentito di classificarne il rischio sismico.

Come accennato in precedenza, **le verifiche condotte per soli carichi verticali ai sensi delle NTC 2018, a riscontro dell'assenza di quadri fessurativi riconducibili a deficienze strutturali, seppur con coefficienti di sicurezza prossimi all'unità, possono ritenersi positive.**

Le verifiche condotte invece in presenza dell'azione sismica determinata ai sensi del D.M. 17 Gennaio 2018 hanno consentito di determinare per ciascun corpo di fabbrica il grado di vulnerabilità.

Si riporta di seguito una sintesi dei risultati ottenuti facendo riferimento alla classificazione del rischio sismico secondo le "Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni" approvate con D.M. n. 58 del 28/02/2017.

Come previsto dalle suddette linee guida, la classificazione sismica è stata effettuata adottando il **metodo convenzionale**, per il quale sono previste otto Classi di Rischio, con rischio crescente da A⁺ a G.

Il metodo convenzionale consente di assegnare una classe di rischio (da A⁺ a G) pari alla minima tra due classi di rischio distinte e funzione di due parametri:

- l'Indice di Sicurezza (**IS-V**);
- la Perdita Annuale Media attesa (**PAM**).

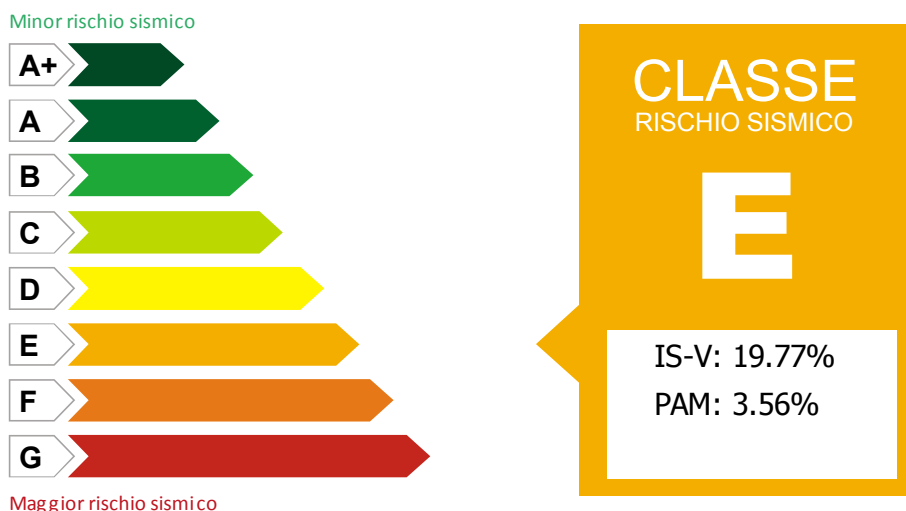
Corpo 1



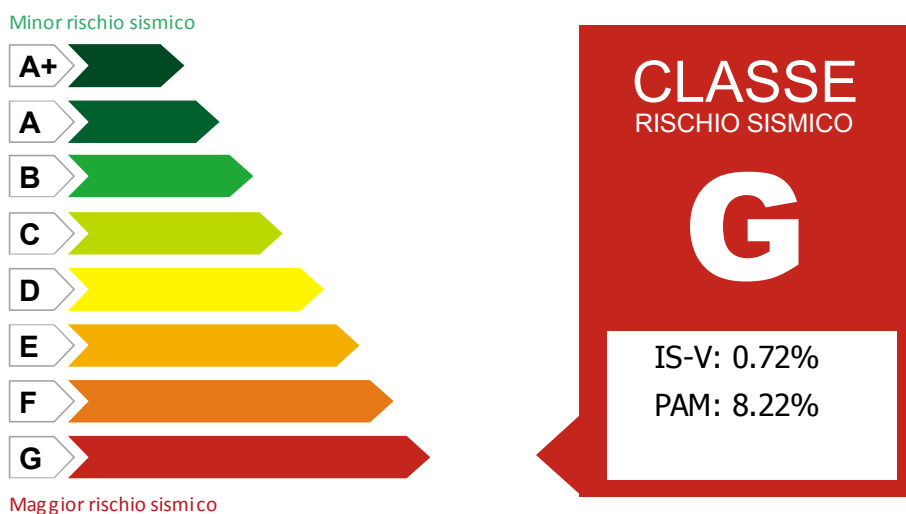
(IS-V) : 4.626509%

(PAM): 8.215%

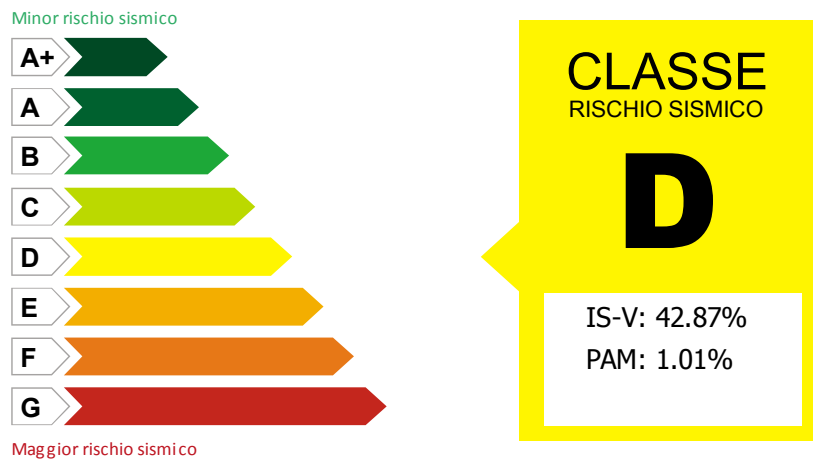
Corpo 2



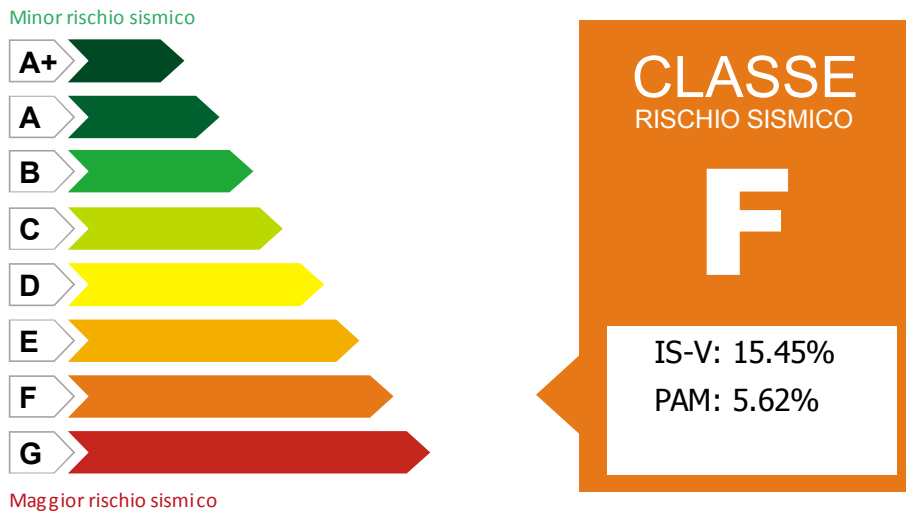
Corpo 3



Corpo 4

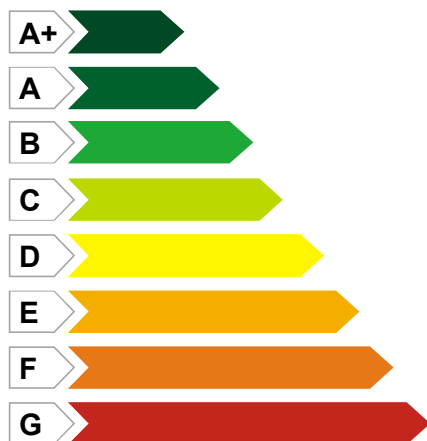


Corpo 5

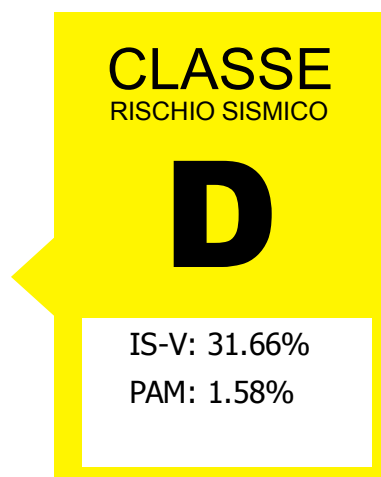


Corpo 6

Minor rischio sismico

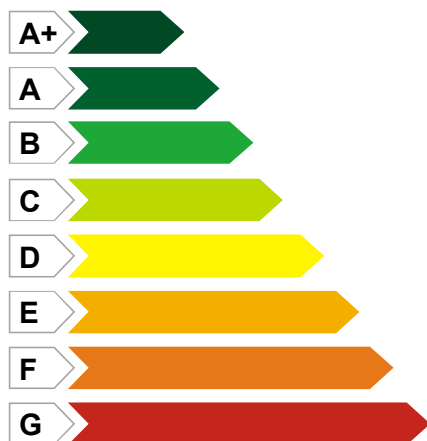


Maggior rischio sismico

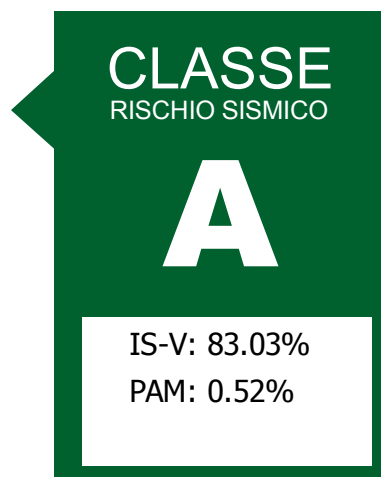


Corpo 6 bis

Minor rischio sismico



Maggior rischio sismico



11 Conclusioni

Sulla base delle analisi effettuate si riscontra che l'edificio scolastico presenta, come era da attendersi, livelli di vulnerabilità sismica differenziati per le diverse strutture che compongono il complesso edilizio.

Sulla scorta degli accertamenti svolti nel corso della campagna d'indagini, sulla base delle verifiche computazionali effettuate si è potuto accertare quanto segue:

- il complesso scolastico è composto da n. 7 corpi di fabbrica separati tra loro mediante giunto tecnico;
- il corpo 1 è stato realizzato in epoca precedente rispetto al resto del complesso scolastico che risulta collaudato in data 31-10-1989;
- le indagini svolte hanno consentito accertare la resistenza caratteristica in opera del calcestruzzo sia per il corpo 1 che i restanti corpi di fabbrica. Nello specifico si è determinato un valore della **resistenza media a compressione del calcestruzzo pari a 22,71 Mpa per il corpo 1 e 26,51 Mpa per i corpi 2, 3, 4, 5, 6 e 6 bis**;
- le indagini strutturali e i rilievi sono stati estesi ai vani in disuso ubicati alle quote -2,90 m e -6,50 m in corrispondenza di corpi 2, 3, 4 e 5;
- è stata accertata la presenza di solai in latero-cemento gettati in opera con evidenti fenomeni di sfondellamento in corrispondenza del vano destinato alla riserva idrica. È auspicabile intervenire al fine di verificare le condizioni statiche dei solai interessati e prevederne eventualmente in consolidamento;
- nell'analisi dei meccanismi fragili si è accertato che le capacità resistenti vengono meno quasi immediatamente in conseguenza dell'estrema vulnerabilità della struttura per occorrenza di rotture per meccanismi fragili prevalentemente di trazione-compressione delle bielle di calcestruzzo nei nodi non confinati. L'ipotetica rottura del nodo (privo di armatura) per mancato confinamento in presenza di un'azione sismica rappresenta una criticità rilevante in termini di vulnerabilità sismica, tanto che è proprio tale verifica che determina il valore dell'indicatore di rischio sismico più basso in assoluto;

- in tutti i corpi di fabbrica esaminati, eccezion fatta per il corpo 6 bis, sono stati rilevate carenze legate al manifestarsi in presenza dell'azione sismica di meccanismi di rottura di tipo fragile e duttile che interessano elementi strutturali principali (travi e pilastri);
- le analisi strutturali condotte sui vari corpi di fabbrica hanno consentito di effettuare la classificazione del rischio sismico secondo le *"Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni"* approvate con D.M. n. 58 del 28/02/2017. In particolare si sono determinati i seguenti valori di IS-V: **Corpo 1** >> 4,62 %; **Corpo 2** >> 19,77 %; **Corpo 3** >> 0,72%, **Corpo 4** >> 42,87 %; **Corpo 5** >> 15,45 %; **Corpo 6** >> 31,66%; **Corpo 6 bis** >> 83,03 %. A rigor di logica, l'indicatore di rischio sismico da assumere per l'intero complesso scolastico è il più basso in assoluto ovvero pari a 0,72 % (IS-V).

12 Ipotesi d'intervento

Le risultanze delle analisi condotte hanno consentito di determinare il grado di vulnerabilità sismica dei corpi di fabbrica che compongono il complesso scolastico oggetto della presente relazione. I valori degli indicatori di rischio sismico determinati consentono di individuare possibili strategie al fine di ridurre e/o eliminare le vulnerabilità riscontrate.

Gli indicatori di rischio sismico ottenuti per i vari corpi di fabbrica, forniscono un quadro abbastanza chiaro:

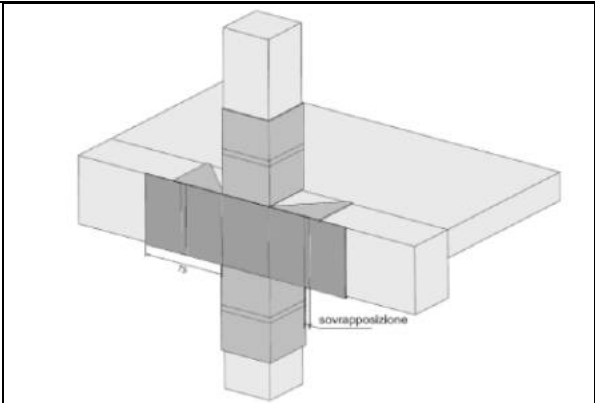

- il corpo 1 ha una concezione strutturale non definibile antisismica e pertanto la struttura che lo caratterizza necessita di una profonda trasformazione al fine di eliminare i meccanismi fragili e migliorarne la duttilità;
- in generale, tenuto conto dell'epoca di costruzione e dell'assenza di interventi manutentivi mirati, i materiali da costruzione che compongono i vari corpi di fabbrica possono ritenersi di buona qualità in termini di resistenza (assenza di evidenti segnali di ossidazione e corrosione nelle armature ispezionate eccezion fatta per le strutture di copertura della riserva idrica e per qualche ulteriore elemento privo di intonaco);
- tutti i corpi di fabbrica sono altamente vulnerabili nei confronti dell'azione sismica per quanto concerne i meccanismi di rottura fragile (rottura del nodo per assenza di armatura di confinamento, e rottura a taglio degli elementi strutturali);
- L'ipotesi di adeguamento-miglioramento sismico deve avere come obiettivo, oltre che conferire alla struttura la capacità di resistere ai sismi severi con probabilità di accadimento del 5% e 10%, anche la operatività della struttura in qualsiasi condizione di impiego. Tale obiettivo si consegue mirando a ridurre gli spostamenti in modo da mantenere, ove possibile, le strutture originarie in campo elastico e tali da non prevedere danni, sia alle opere strutturali che alle opere accessorie non strutturali ed impianti, aumentando anche le capacità dissipative della nuova struttura eventualmente con interventi di mitigazione sismica passiva.


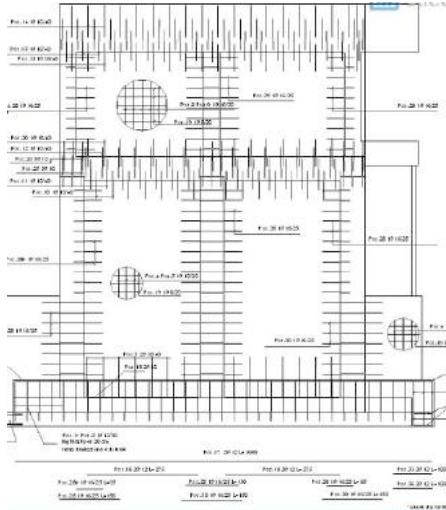
La priorità d'intervento è certamente quella di eliminare i possibili meccanismi di rottura fragile e successivamente procedere aumentando la rigidezza della struttura e dunque abbassando il valore dello spostamento massimo richiesto (domanda di spostamento).

Si elencano di seguito in ordine di importanza gli interventi che si ritengono necessari al fine di migliorare e/o adeguare la struttura in oggetto:

- verifiche statiche dei solai di copertura della riserva idrica e programmazione di eventuali interventi di consolidamento degli stessi;
- miglioramento della struttura nei confronti dei meccanismi di rottura fragile mediante la fasciatura dei nodi non confinati con l'utilizzo di materiali compositi e resine epossidiche e il rinforzo con fasciature al carbonio in corrispondenza degli elementi non verificati a taglio;
- miglioramento della struttura nei confronti dei meccanismi di rottura duttile mediante la fasciatura di travi, pilastri e setti per i quali le verifiche agli stati limite SLV, SLD e SLE non risultano soddisfatte;
- introduzione di setti o pareti in cemento armato per l'intera altezza del fabbricato al fine di ridurre la domanda di spostamento e sopperire alla disomogeneità della distribuzione delle resistenze e rigidezze.

Si riportano di seguito alcune illustrazioni degli interventi tipici sopra richiamati.

	
<p><i>Schema di fasciatura del nodo non confinato per mezzo di materiali compositi quadriassiali</i></p>	<p><i>Esempio reale di fasciatura del nodo non confinato per mezzo di materiali compositi quadriassiali</i></p>

	
<p><i>Esempio rinforzo a flessione e taglio di una trave mediante l'uso di materiali compositi quadriassiali</i></p>	<p><i>Esempio rinforzo a flessione e taglio di una trave e di un pilastro mediante l'uso di materiali compositi quadriassiali</i></p>
	
<p><i>Esempio inserimento parete in ca su telaio esistente</i></p>	<p><i>Schema inserimento parete in ca su telaio esistente</i></p>

Il tecnico incaricato

(firmato digitalmente)

Ing. Giuseppe Valerio Oliveri